



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA, DRENAJE
SANITARIO Y PLUVIAL EN URBANIZACION “BOSQUES DE DIRIANGEN”
MUNICIPIO DE DIRIAMBA – DEPARTAMENTO CARAZO**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por:

Br. Eliezer Danilo García Soto

Br. Inti Ariel Rizo González

Tutor

MSc. Ing. José Ángel Baltodano Maldonado

Managua, Agosto 2019

DEDICATORIA

A Dios por haberme dado la vida y permitirme haber llegado hasta este momento tan importante en mi formación profesional.

A mis padres por demostrarme siempre su cariño, amor, paciencia y apoyo incondicional quienes con sus palabras de aliento me animaron a llegar hasta el final y siempre perseverar hasta cumplir mis ideales.

De igual forma dedico esta tesis a mi amada esposa Ruby Tatiana Vanegas García por su apoyo en todo momento para que logrará culminar este trabajo, por creer en mi capacidad y brindarme su amor y acariño y comprensión.

A mi hija por ser mi fuente de motivación e inspiración para poder superarme cada día mas. A todos mis hermanos por darme motivos de superación y ánimo para seguir siempre adelante.

Y a todas aquellas personas que estuvieron a mi lado apoyándome. Y lograron que este sueño se haga realidad

Br. Eliezer Danilo García Soto

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar doy gracias a Dios, por haberme dado la fuerza y la sabiduría para culminar esta etapa de mi vida.

A mis padres Candida Rosa soto Velásquez y Danilo García, que me han consentido y apoyado en lo que me he propuesto, que sin duda alguna en el trayecto de mi vida me han demostrado su amor corrigiendo mis faltas y celebrando mis logros.

Gracias a mi esposa por estar presente no solo en esta etapa tan importante de mi vida ,sino en todo momento ofreciéndome lo mejor y buscando lo mejor para mi persona.

A mi tutor Ing. José Ángel Baltodano que sin su ayuda y sus conocimientos no hubiese sido posible realizar este proyecto.

A toda mi familia que es lo mejor y más valioso que Dios me ha dado.

Br. Eliezer Danilo García Soto

Índice

Capítulo I – Generalidades	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	2
1.3 Justificación	3
1.4 Objetivos	4
1.4.1 Objetivo general	4
1.4.2 Objetivos específicos	4
Capítulo II – Descripción del área de estudio	5
2.1 Ubicación geográfica	5
2.1.1 Macro localización	5
2.1.2 Micro localización	6
Capítulo III – Marco teórico	7
3.1 Sistema de abastecimiento de agua potable	7
3.1.1 Fuente de abastecimiento	7
3.1.2 Obra de captación	7
3.1.3 Línea de conducción	7
3.1.4 Sobre presión en tubería: Golpe de ariete	8
3.1.5 Almacenamiento	8
3.1.6 Localización	8
3.1.7 Accesorios	8
3.1.8 Niveles de servicio	8
3.1.9 Consumo	8
3.1.9.1 Tipos de consumo	9

3.1.9.2 Variaciones del consumo	9
3.2 Diseño hidráulico de los sistemas de conducción y distribución del agua	9
3.2.1 Red de distribución.....	9
3.2.2 Funciones de la red de distribución.....	10
3.2.3 Diseño de la red	10
3.3 Sistema de alcantarillado sanitario	12
3.3.1 Alcantarillado sanitario	12
3.3.2 Generalidades	12
3.3.3 Aportación de las aguas residuales.....	12
3.3.4 Cantidades de aguas residuales	13
3.3.4.1 Gasto Medio (QM)	13
3.3.4.2 Coeficiente de retorno	13
3.3.4.3 Gasto mínimo de aguas residuales (QMIN)	13
3.3.4.4 Gasto máximo de aguas residuales (QMAX)	13
3.3.4.5 Gasto por infiltración (QINF).....	14
3.3.4.6 Gasto de diseño (QD).....	14
3.3.5 Diseño hidráulico de las alcantarillas	14
3.3.5.1 Tensión tractiva	14
3.3.5.2 Pérdida de carga adicional.....	15
3.3.5.3 Cambio de diámetro	15
3.3.5.4 Diámetro mínimo	15
3.3.5.5 Velocidad mínima	15
3.3.5.6 Red de alcantarillado convencional.....	16
3.3.6 Componentes de la red de alcantarillado	16
3.3.6.1 Tuberías	16

3.3.6.2 Pozos de visita	17
3.4 Métodos de tratamientos de las aguas residuales.....	17
3.4.1 Clasificación de los métodos de tratamiento de aguas residuales	17
3.4.2 Tipos de tratamientos.....	18
3.4.2.1 Preliminar	18
3.4.2.2 Primario	18
3.4.2.3 Secundarios	18
3.4.2.4 Terciarios.....	18
3.4.3 Criterios de diseño	18
3.4.4 Período de diseño	19
3.4.5 Proyección de la población	19
3.4.5.1 Población actual	19
3.4.5.2 Población de diseño	19
3.5 Sistema de drenaje pluvial	20
3.5.1 Generalidades	20
3.5.2 Componentes de la red de drenaje pluvial	20
3.5.3 Estructuras de captación	20
3.5.4 Tragantes y rejillas	21
3.5.5 Estructuras de conexión y mantenimiento:.....	21
3.5.6 Estructuras de descarga.....	21
3.5.7 Instalaciones complementarias	22
3.6 Criterio para el diseño y conceptos hidrológicos	22
3.6.1 Caudal de diseño	22
3.6.1.1 Método racional.....	22
3.6.1.2 Coeficiente de escorrentía.....	22

3.6.1.3 Intensidad de lluvia.....	23
3.6.1.4 Curvas I-D-F	23
3.6.1.5 Tiempo de concentración	23
3.6.1.6 Periodo de retorno.....	23
3.6.1.7 Cálculo hidráulico	23
3.6.1.8 Zanjas de infiltración.....	25
3.6.1.9 Mapeo	25
Capítulo IV Diseño metodológico	26
4.1 Estudio de campo.....	26
4.1.1 Datos.....	26
4.1.2 Topografía.....	26
4.1.3 Ubicación de infraestructuras nuevas	26
4.1.4 Estudios de suelos	27
4.2 Estudio de gabinete.....	27
4.2.1 Red de abastecimiento de agua potable	27
4.2.1.1 Consumo promedio diario.....	27
4.2.1.2 Consumo máximo día	27
4.2.1.3 Consumo máximo hora.....	27
4.2.1.4 Diámetro económico (Ecuación de BRESSE).....	28
4.2.1.5 Formula de Hazen - Williams	28
4.3 Sistema de alcantarillado sanitario	28
4.3.1 Gasto medio	28
4.3.2 Gasto mínimo	29
4.3.3 Gasto máximo	29
4.3.4 Gasto de diseño	29

4.3.5 Diseño hidráulico	29
4.3.6 Ecuación de continuidad	30
4.3.7 Tensión tractiva	30
4.4 Sistema de drenaje pluvial	31
Capítulo V Análisis y presentación de resultados	33
5.1 Diseño de la red de abastecimiento de agua potable.....	33
5.1.1 Modelo de la red de agua potable	33
5.1.2 Datos básicos para la población de diseño	33
5.1.3 Calculo de la población	33
5.1.4 Consumo promedio diario “CPD”	33
5.1.5 Índice de consumo promedio diario por lote.....	34
5.1.6 Caudal contra incendio.....	34
5.1.7 Determinación del Consumo Máximo Día “CMD”.....	34
5.1.8 Determinación del Consumo Máximo Hora “CMH”	35
5.1.9 Determinación de Consumo Máximo Hora más Incendio.....	35
5.1.10 Cálculo de la velocidad.....	35
5.1.11 Cálculo de pérdidas por longitud por Hazen - Williams	35
5.1.12 Cálculo de pérdidas menores.....	36
5.1.13 Análisis hidráulico de la red.....	36
5.1.14 Escenario de análisis sin consumo	37
5.1.16 Escenario de análisis consumo máximo día más caudal contra incendio (CMD + caudal contra incendio).....	41
5.1.17 Síntesis del análisis de la red	43
5.2 Resultados de los datos básicos para el dimensionamiento del diseño de la red de alcantarillado sanitario.....	44
5.2.1 Dotación	44

5.2.2 Población.....	44
5.2.3 Descripción del trazado	45
5.2.4 Planta de tratamiento de aguas residuales domésticas.	46
5.2.4.1 Elementos de la planta de tratamiento de agua residual	46
5.2.4.1.1. Canal de entrada:	46
5.2.4.1.2 Rejas:	47
5.2.4.1.3 Desarenador:.....	49
5.2.4.1.4 Canaleta Parshall:	50
5.2.4.1.5 Tanque Imhoff:	52
5.2.4.1.6 Biofiltro primario:	55
5.3 Diseño de drenaje pluvial del proyecto.....	57
5.4 Presupuesto del proyecto.....	65
Capítulo VI Conclusiones y recomendaciones	67
6.1 Conclusiones.....	67
6.2 Recomendaciones.....	68
Bibliografía.....	69

ANEXOS

Índice de cuadros

Cuadro 1. Tipos de conductos en dependencia de su ubicación en la red.	17
Cuadro 2. Estado de nudos condición sin consumo.....	38
Cuadro 3. Estado de tuberías condición sin consumo	39
Cuadro 4. Estado de nudos condición CMH	40
Cuadro 5. Estado de tuberías condición máximo hora (CMH)	40
Cuadro 6. Estados de nudos condición (CMD más caudal contra incendio)	42
Cuadro 7. Estado de tuberías condición (CMD más caudal contra incendio)	42
Cuadro 8. Datos generales y parámetros de diseño del proyecto.....	45
Cuadro 9. Dimensiones del canal de entrada.....	47
Cuadro 10. Datos de la reja manual	48
Cuadro 11. Desarenador propuesto	49
Cuadro 12. Canaleta Parshall	50
Cuadro 13. Tanque Imhoff	53
Cuadro 14. Biofiltro primario.....	56
Cuadro 15. Áreas de cada sub-cuencas (Ha)	57
Cuadro 16. Cálculo de caudal para el drenaje externo e interno.....	62
Cuadro 17. Estructura de infiltración para la sub-área 3	63
Cuadro 18. Estructura de infiltración para la sub-área 4	64
Cuadro 19. Estructura de infiltración para la sub-área 5	65

Índice de ecuaciones

Ecuación 1. Velocidad aplicando la ecuación de Manning.....	24
Ecuación 2. Consumo promedio diario.....	27
Ecuación 3. Consumo máximo día.....	27
Ecuación 4. Consumo máximo hora.....	27
Ecuación 5. Diámetro económico.....	28
Ecuación 6. Hazen - Williams.....	28
Ecuación 7. Gasto medio	28
Ecuación 8. Gasto mínimo	29
Ecuación 9. Gasto máximo.....	29

Ecuación 10. Gasto de diseño.....	29
Ecuación 11. Ecuación de continuidad.....	30
Ecuación 12. Tensión tractiva	30
Ecuación 13. Caudal de drenaje producido por el área de influencias en m ³ /s.....	31
Ecuación 14. Coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector.....	32
Ecuación 15. Tiempo de concentración	32

Índice de figuras

Figura 1. Macro localización de la zona de estudio.....	5
Figura 2. Micro localización de la zona de estudio	6
Figura 3. Presiones y caudales con ausencia de consumo en la red de agua potable, de la urbanización “Bosques de Diriangén”	37
Figura 4. Presiones y caudales con presencia del consumo máximo hora en la red de agua potable, de la Urbanización Bosques de “Diriangén”	39
Figura 5. Presiones y caudales en tercer escenario: consumo máximo día más caudal contra incendio en la red de agua potable, de la Urbanización “Bosques de Diriangén”	41
Figura 6. Esquema de subdivisión de las subcuencas del proyecto	61

RESUMEN EJECUTIVO

En el presente trabajo monográfico se presentan propuestas de diseño de alcantarillado de aguas pluviales, alcantarillado de aguas negras y planta de tratamiento de aguas residuales así como el sistema de abastecimiento de agua potable para la zona “Bosques de Diriangén” del municipio de Diriamba.

Inicialmente se detallan las generalidades del proyecto luego las condiciones geográficas de la urbanización “Bosques de Diriangén”. Luego se presentan la teoría sobre los diseños de los sistemas de agua potable, alcantarillado sanitario y drenaje pluvial.

Se presentan además los diseños de los sistemas de agua potable, alcantarillado de aguas para lluvias y aguas negras para el área urbana del municipio Diriamba, especificaciones técnicas, planos y detalles constructivos así como el presupuesto de cada alternativa.

Durante el transcurso del trabajo se brindan los resultados finales de la monografía, todos los datos de importancia y de gran valor en el diseño, de igual forma se presenta el presupuesto de los alcances de las obras a realizarse para poder llevar a cabo este importante proyecto que aportara al desarrollo socioeconómico y que ayudara de una manera directa a resolver los problemas que ocasiona la disposición de las aguas superficiales, residuales y el sistema de agua potable.

Al final se presenta también las conclusiones también las recomendaciones de este trabajo que pensamos podrían ser de ayuda en la ejecución de este proyecto.

Capítulo I Generalidades

Capítulo I – Generalidades

1.1 Introducción

En Nicaragua el crecimiento poblacional ha aumentado en los últimos años, pero este no ha venido acompañado de los estudios de ordenamiento urbanístico para el bienestar y comodidad de los pobladores, originando asentamientos en los cuales son necesarios los servicios básicos, dentro de ellos el sistema de alcantarillado con su respectiva planta de tratamiento de aguas residuales, así como el sistema de alcantarillado de drenaje pluvial, de ese modo se impide la generación y propagación de enfermedades relacionadas con aguas contaminadas provenientes del consumo doméstico.

La calidad de vida de la población depende del acceso a los bienes necesarios para su supervivencia. El agua potable, así como las aguas residuales, es de importancia fundamental para la reducción de la tasa de mortalidad infantil, ya que impiden la propagación de enfermedades relacionadas con la falta de saneamiento y la salud.

La construcción de esta urbanización es una medida de solución debido al crecimiento desmesurado de la ciudad, las bajas tasas de mortalidad, las altas tasas de natalidad y la migración de la gente del campo a la ciudad.

Con el presente trabajo monográfico se pretende hacer un diseño de abastecimiento de agua potable, alcantarillado sanitario y pluvial de la urbanización en estudio, mediante el análisis hidráulico e hidrológico para determinar cuáles son las obras hidráulicas necesarias para su evacuación o abastecimiento según sea el caso cumpliendo con las normas de la alcaldía y del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).

1.2 Antecedentes

Desde hace muchos años hasta la actualidad el crecimiento desordenado en las ciudades se ha observado en todo el país por lo que genera la aparición desmesurada de muchas urbanizaciones, en este caso la Urbanización “Bosques de Diriangén” es un ejemplo de esto, en donde las instituciones están trabajando para ofrecerles un buen servicio a este sector de la población.

En el año 2005 a partir del Censo y los resultados que dio el Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE) el municipio de Diriamba tiene un total de 57542 habitantes los cuales se dividen según su nivel: Barrio, comarca y comunidad. La mayoría de las zonas en Diriamba cuentan con sistema de abastecimientos pero no de alcantarillado sanitario.

Desde los años 60 hasta la actualidad, los costos de construcción han aumentado considerablemente, una de las principales razones es la mayor demanda y la escasez de mano de obra especializada; no obstante, debido al crecimiento poblacional en la zona se requiere urbanizar distintos sectores de la zona.

1.3 Justificación

El agua es el fundamento de vida. Es un bien escaso, por eso es indispensable su protección y uso racional. Pero más que escaso, el problema es la falta de acceso, la contaminación, sobreexplotación, desperdicio; inclusive en la distribución mientras muchas personas carecen de ella.

La realización de los diseños de alcantarillado tanto pluvial y sanitario y el sistema de abastecimiento en la Urbanización “Bosques de Diriangén” será una solución para las diferentes problemáticas que surgen al carecer de estos recursos y mejorar la calidad de vida de los habitantes de esta zona.

El sistema de agua potable tendrá como fin abastecer a cada uno de los hogares de esta urbanización garantizando un agua de calidad y cantidad. El agua es el principal e imprescindible componente del cuerpo humano, por eso la necesidad de que se abastezca esta comunidad y así satisfacer sus necesidades y evitar enfermedades.

Con la realización de este diseño se pondrán en práctica los conocimientos técnicos adquiridos en el área de hidráulica durante los años de estudio de la carrera; además de solventarse el problema de abastecimiento que adolece a la comunidad. Estas razones refuerzan la elaboración de este proyecto.

En síntesis, se pretenden mejorar la calidad de vida de las personas del residencial antes mencionado y los lugares aledaños evitando enfermedades e impulsar el desarrollo de la comunidad. En el desarrollo de este proyecto se tomarán los métodos más eficientes garantizando siempre la mayor eficiencia y la economía, será un proyecto beneficioso para la comunidad y con un alto nivel positivo para el medio ambiente

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable, drenaje sanitario y pluvial de la Urbanización “Bosques de Diriangén”, Municipio de Diriamba – Departamento de Carazo.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Realizar los levantamientos topográficos necesarios, apoyados de los planos topográficos existentes que sirva para el trazado de la red de alcantarillado y la planta de tratamiento.
2. Hacer un estudio hidrológico general e hidráulico de las áreas de drenaje y las obras necesarias para su evacuación.
3. Realizar diseño de abastecimiento de agua potable para el proyecto.
4. Diseñar la red de alcantarillado sanitario por medio de los parámetros establecidos por las normas del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).
5. Realizar diseño de drenaje pluvial del proyecto conforme a las normas y reglamentos de drenaje de la Alcaldía Municipal de Managua como referencia.
6. Estimar el costo y presupuesto de las obras ingenieriles propuestas como solución al problema.

Capítulo II – Descripción del área de estudio

2.1 Ubicación geográfica

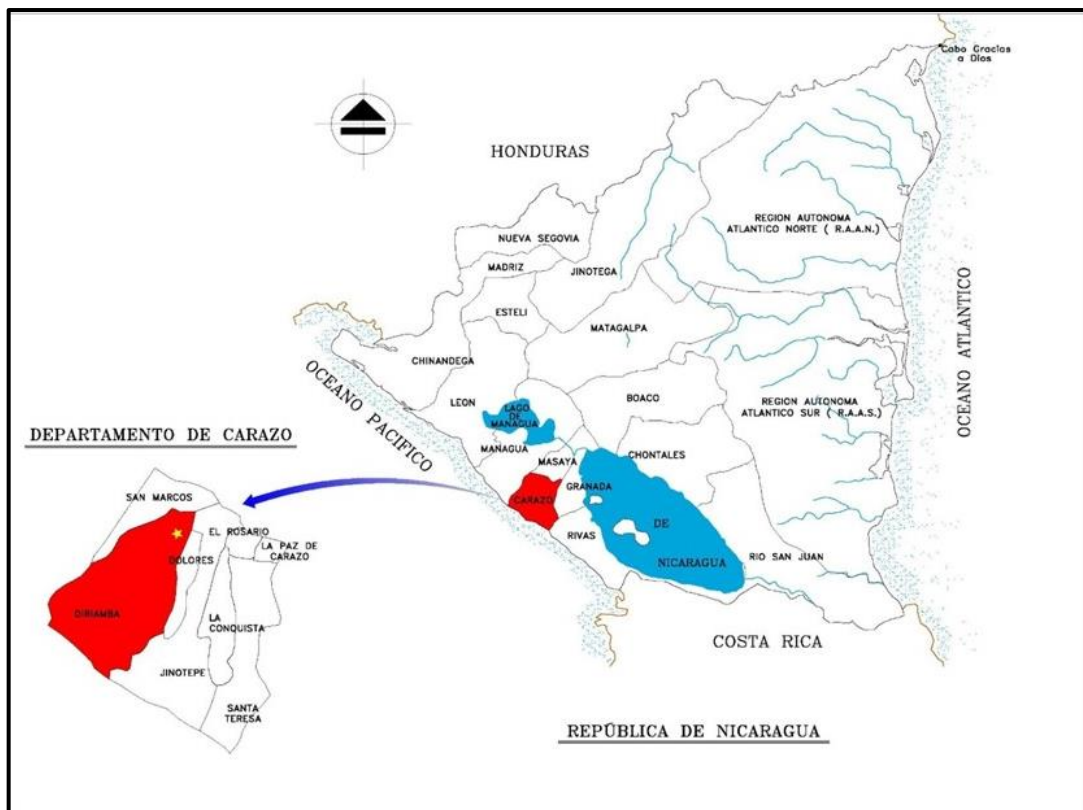
La Urbanización “Bosques de Diriangén” se encuentra a 600 m al norte del estadio de futbol en Diriamba-Departamento de Carazo.

Diriamba está ubicada a 42 km de Managua, la ciudad tiene una extensión de 345 km² y se encuentra a 580 m sobre el nivel del mar.

La propiedad tiene un área de 5.91 Hectáreas, se dividió en 145 lotes, área social y área verde.

2.1 1 Macro localización.

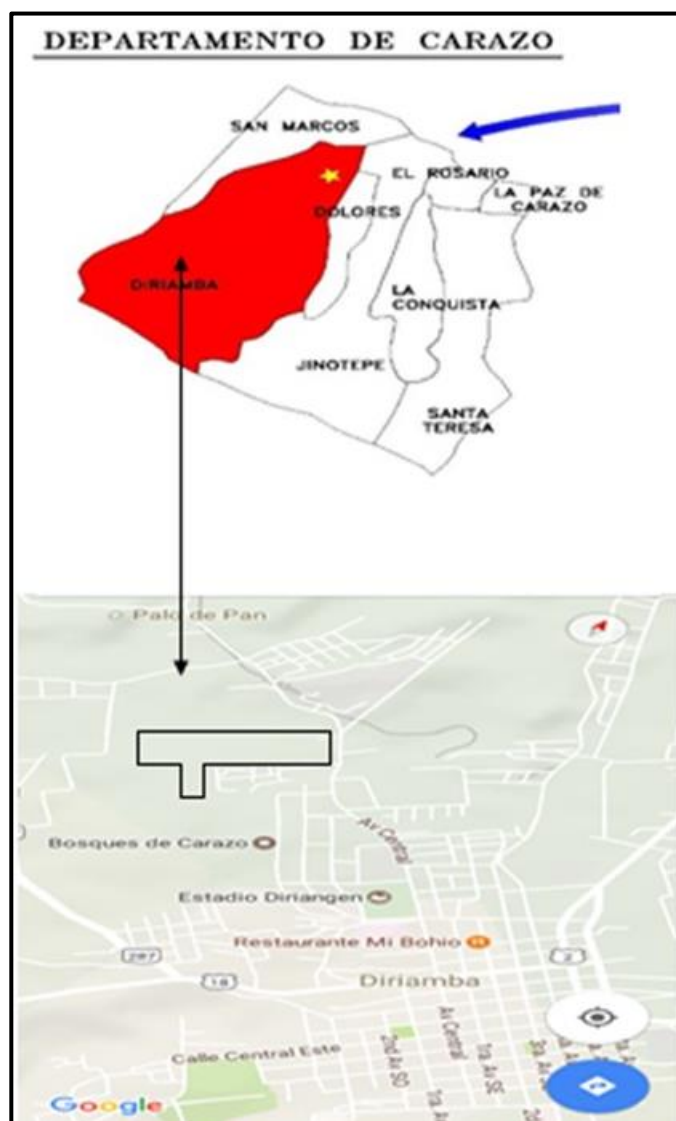
Figura 1. Macro localización de la zona de estudio



Fuente. INETER

2.12 Micro localización

Figura 2. Micro localización de la zona de estudio



Fuente .INETER

Capítulo III – Marco teórico

3.1 Sistema de abastecimiento de agua potable

Es el conjunto de tuberías, instalaciones y accesorios destinados a conducir las aguas requeridas por una población determinada con el fin de satisfacer sus necesidades, desde su lugar de existencia natural o fuente hasta el hogar de los usuarios.

3.1.1 Fuente de abastecimiento

Es el espacio natural desde el cual se derivan los caudales demandados por la población a ser abastecida. La fuente de abastecimiento debe ser permanente y suficiente, pero cuando no es suficiente para suplir la demanda se busca la combinación de otras fuentes para obtener la demanda requerida.

3.1.2 Obra de captación

Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea. Dichas obras varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud.

- **Captación de aguas subterráneas**

Pozos

Un pozo es una perforación vertical, en general de forma cilíndrica y de diámetro mucho menor que la profundidad. El agua penetra a lo largo de las paredes creando un flujo de tipo radial. Se acostumbra clasificar a los pozos en poco profundos o someros, y profundos.

3.1.3 Línea de conducción

Se entiende por línea de conducción al tramo de tubería que transporta agua desde la captación hasta la planta potabilizadora, o bien hasta el tanque de almacenamiento, dependiendo de la configuración del sistema de agua potable.

3.1.4 Sobre presión en tubería: Golpe de ariete

El fenómeno de golpe de ariete consiste en la alternancia de depresiones y sobrepresiones debido al movimiento oscilatorio del agua en el interior de la tubería, es decir, básicamente es una variación de presión y se puede producir tanto en impulsiones como en abastecimientos por gravedad.

3.1.5 Almacenamiento

Es la acumulación de agua en un contenedor. El almacenamiento de agua se hace necesario cuando la fuente de agua no tiene un caudal suficiente durante todo el año para suplir la cantidad de agua necesaria.

3.1.6 Localización

Los tanques de almacenamiento deberán estar localizados en zonas próximas al poblado y tomándose en cuenta la topografía del terreno, de tal manera que brinden presiones de servicios aceptables en los puntos de distribución.

3.1.7 Accesorios

Es el conjunto de piezas moldeadas o mecanizadas que unidas a los tubos mediante un procedimiento determinado forman las líneas estructurales de una tubería. Los accesorios se especifican por el diámetro nominal de la tubería, el nombre del accesorio y el material.

3.1.8 Niveles de servicio

Se define como el grado de satisfacción en la utilización de las opciones tecnológicas para suplir a la población en cuestión.

3.1.9 Consumo

Es el agua utilizada por un grupo cualquiera radicado en un lugar, este consumo estará en proporción al número de habitantes e igual al mayor o menor desarrollo de sus actividades comerciales e industriales.

3.1.9.1 Tipos de consumo

En el abastecimiento de una localidad, deben ser consideradas varias formas de consumo de agua, que se pueden discriminar así:

- a) Consumo doméstico.
- b) Consumo comercial, industrial y público.
- c) Consumo para incendio

3.1.9.2 Variaciones del consumo

a) Consumo Promedio Diario (CPD)

Es el consumo promedio de los consumos diarios durante un año de registro y es la base para la estimación del caudal máximo diario y horario.

b) Consumo Máximo Diario (CMD)

Representa el día de mayor consumo en el año. Este caudal es el que debe de aportar como mínimo la fuente de abastecimiento y es el que debe de llevar la línea de conducción y con el que se calcula la capacidad de la planta potabilizadora y el tanque de regulación

c) Consumo Máximo Horario (CMH)

Es la hora de máximo consumo del día y se presenta en una hora durante un año completo.

3.2 Diseño hidráulico de los sistemas de conducción y distribución del agua

3.2.1 Red de distribución

En el diseño de la red de distribución, se requiere del buen criterio del Proyectista, sobre todo en aquellas localidades o ciudades en las que no se tienen planes reguladores del desarrollo de las mismas, que permitan visualizar el desarrollo de la ciudad al final del período de diseño.

3.2.2 Funciones de la red de distribución.

El o los sistemas de distribución tienen las siguientes funciones principales que cumplir.

- Suministrar el agua potable suficiente a los diferentes consumidores en forma sanitariamente segura.
- Proveer suficiente agua para combatir incendios en cualquier punto del sistema.

3.2.3 Diseño de la red

a) Generalidades

En el diseño de la red de distribución de una localidad, se debe de considerar los siguientes aspectos fundamentales:

- El diseño se hará para las condiciones más desfavorables en la red, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño.
- Deberá de tratarse de servir directamente al mayor porcentaje de la población dentro de las viviendas, en forma continua, de calidad aceptable y cantidad suficiente.
- La distribución de los gastos, debe hacerse mediante hipótesis que esté acorde con el consumo real de la localidad durante el período de diseño.
- Las redes de distribución deberán dotarse de los accesorios y obras de artes necesarias, con el fin de asegurar el correcto funcionamiento, dentro de las normas establecidas y para facilitar su mantenimiento.
- El sistema principal de distribución de agua puede ser de red abierta, de malla cerrada, o una combinación de ambas y se distribuirán las tuberías en la planimetría de la localidad, tratando de abarcar el mayor número de viviendas mediante conexiones domiciliarias.

b) Velocidades permisibles

Para líneas por bombeo, se procurará que la velocidad no exceda de 2 m/s¹. Se determinará el diámetro más conveniente de la tubería mediante el análisis económico correspondiente.

Se recomienda que la velocidad mínima sea de 0.60 m/s. Para determinar el diámetro de la línea de conducción deben considerarse los factores económicos, la vida útil y los caudales de agua a conducir.

c) Presiones mínimas y máximas

La presión mínima residual en la red principal será de 14.00 m; la carga estática máxima será de 50.00 m.

d) Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de la tubería de la red de distribución será de 2 pulgadas (50 mm) siempre y cuando se demuestre que su capacidad sea satisfactoria para atender la demanda máxima, aceptándose en ramales abiertos en extremos de la red, para servir a pocos usuarios de reducida capacidad económica; y en zonas donde razonablemente no se vaya a producir un aumento de densidad de población, podrá usarse el diámetro mínimo de una pulgada y media 1 ½" (37.5 mm) en longitudes no superiores a los 100.00 m.

e) Cobertura sobre tuberías

En el diseño de tuberías colocadas en calles de tránsito vehicular se mantendrá una cobertura mínima de 1.20 m, sobre la corona del conducto en toda su longitud, y en calles peatonales esta cobertura mínima será 0.70 m.

¹ Norma INAA-Capítulo IV Parámetros de diseños-4.5 Velocidades permisibles en tuberías

3.3 Sistema de alcantarillado sanitario

3.3.1 Alcantarillado sanitario

Es la red generalmente de tuberías, a través de la cual se debe evacuar en forma rápida y segura, las aguas residuales municipales (domesticas o de estacionamientos comerciales) hacia una planta de tratamiento y finalmente aun sitio de vertido donde no causan daños ni molestias.

3.3.2 Generalidades

El Sistema de Alcantarillado de Aguas Residuales está constituido por el conjunto de estructuras e instalaciones destinadas a recoger, evacuar, acondicionar y descargar las aguas usadas provenientes de un sistema de suministro de agua; así que los aportes de aguas que circulan por esas tuberías están casi en su totalidad constituidos por los consumos de aguas para fines domésticos, comerciales e industriales etc. Sin embargo, se puede observar que no toda el agua abastecida por el acueducto vuelve, en forma de agua usada a la cloaca, debido a que una parte es descargada fuera del sistema de recolección.

Las alcantarillas son diseñadas para un periodo indefinido ya que, al igual que los sistemas de distribución de agua, tiene larga duración y es costoso remplazarlas. Por tal razón, son diseñadas para proveer el máximo desarrollo.

El flujo en alcantarillas es aquel que se da a través de conductos libres mediante el establecimiento previo de una pendiente longitudinal adecuada, de tal manera que su funcionamiento sea por gravedad.

3.3.3 Aportación de las aguas residuales

Es el volumen diario de agua residual entregado a la red de alcantarillado. Se considera que la aportación es un porcentaje del valor de la dotación, ya que existe un volumen de líquido que no tributa a la red de alcantarillado, como el utilizado para el consumo humano, riego de jardines, lavado de autos, etc.

Para localidades con zonas industriales, que aportan al sistema de alcantarillado volúmenes considerables, se debe adicionar al gasto medio, el gasto de aportación obtenido.

Al igual que en los consumos, el cálculo de las aportaciones se realiza para las condiciones actual y futura de la localidad.

3.3.4 Cantidades de aguas residuales

Los gastos que se consideran en los proyectos de alcantarillado son: Gasto Medio, Gasto Mínimo, Gasto Máximo, Gasto por Infiltración y Gasto por conexiones erradas. Los gastos, mínimo, máximo y conexiones erradas, se calculan tomando como base el gasto medio.

3.3.4.1 Gasto Medio (QM)

Es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. En función de la población y de la aportación.

3.3.4.2 Coeficiente de retorno

Es recomendable estimar este factor en base a información y estudios locales, sin embargo, cuando no puedan ser realizados es recomendable asumir valores entre el 80% y 85% de la dotación de agua potable.

3.3.4.3 Gasto mínimo de aguas residuales (QMIN)

El gasto mínimo, Q_{min} es el menor de los valores de escurrimiento.

3.3.4.4 Gasto máximo de aguas residuales (QMAX)

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se deberá determinar utilizando el factor de relación de Harmon.

El factor Harmon (H) deberá tener un valor no menor de 1.80 ni mayor de 3.00

3.3.4.5 Gasto por infiltración (QINF)

El caudal de infiltración incluye el agua del subsuelo que penetra las redes de alcantarillado, a través de las paredes de tuberías defectuosas, uniones de tuberías, conexiones, y las estructuras de los pozos de visita, cajas de paso, terminales de limpieza, etc.

El caudal de infiltración se determinará considerando los siguientes aspectos:

- Altura del nivel freático sobre el fondo del colector.
- Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual.
- Dimensiones, estado y tipo de alcantarillas, y cuidado en la construcción de cámaras de inspección.
- Material de la tubería y tipo de unión.

Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día.

Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5000 L/ha/día.

Para tuberías plásticas 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro.

3.3.4.6 Gasto de diseño (QD)

El gasto de diseño hidráulico del sistema de alcantarillas es la suma del gasto máximo más el gasto de infiltración.

3.3.5 Diseño hidráulico de las alcantarillas

3.3.5.1 Tensión tractiva

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de la Tensión de Arrastre.

La tensión tractiva o tensión de arrastre (f) es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado.

3.3.5.2 Pérdida de carga adicional.

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25 (V)^2/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos, menor de 0.03 m.

3.3.5.3 Cambio de diámetro

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor, que el diámetro del tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

En los cambios de diámetro, deberán coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de ambas tuberías. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, deberán de coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de la tubería de entrada a nivel más bajo con el de la tubería de salida.

3.3.5.4 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de las tuberías deberá ser de 150 mm (6"). Este valor para el diámetro es suficiente para transportar caudales principalmente en los arranques.

3.3.5.5 Velocidad mínima

La determinación de la velocidad mínima del flujo reviste fundamental importancia, pues permite verificar la autolimpieza de las alcantarillas en las horas, cuando el caudal de aguas residuales es mínimo y el potencial de deposición de sólidos en la red es máximo.

La práctica normal es proyectar el alcantarillado con una pendiente que asegure una velocidad mínima de 0.60 m/s, cuando el flujo de diseño se produce a sección llena (75% del diámetro de la tubería) o semillena (50% del diámetro de la tubería).

3.3.5.6 Red de alcantarillado convencional

Los sistemas convencionales de alcantarillado son el método más popular para la recolección y conducción de las aguas residuales. Está constituido por redes colectoras que son construidas, generalmente, en la parte noroeste de calles y avenidas e instaladas en pendiente, permitiendo que se establezca un flujo por gravedad desde las viviendas hasta la planta de tratamiento.

3.3.6 Componentes de la red de alcantarillado

3.3.6.1 Tuberías

La tubería de alcantarillado se compone de tubos y conexiones acoplados mediante un sistema de unión hermético, el cual permite la conducción de las aguas residuales.

Conjunto de tuberías que funcionan como conductos libres, dependiendo de su ubicación (Cuadro 1) pueden clasificarse en:

Cuadro 1. Tipos de conductos en dependencia de su ubicación en la red.

Lateral:	Colecta las aguas de las viviendas, pero no recibe aguas de otros conductos.
Subcolector:	Recibe la descarga de uno o más laterales.
Colector Principal:	Capta el caudal proveniente de dos o más colectores secundarios domiciliarios.
Colector Secundario:	Colector domiciliario de diámetro menor a 150 mm que se conecta a un colector principal.
Interceptor:	Es el conducto en que descarga un número de colectores principales.
Evacuador:	Recibe las aguas negras de todo el sistema y las conduce a su punto final de evacuación.
Emisario Final:	Conduce todo el caudal de aguas residuales a su punto de entrega, que puede ser una planta de tratamiento.

Fuente. Propia

3.3.6.2 Pozos de visita

Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de Alcantarillado, se utilizan para la unión de dos o más tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente, así como para las ampliaciones o reparaciones de las tuberías incidentes (de diferente material o tecnología.)

3.4 Métodos de tratamientos de las aguas residuales

3.4.1 Clasificación de los métodos de tratamiento de aguas residuales

Los contaminantes presentes en el agua residual pueden eliminarse por métodos Físicos, Químicos y Biológicos. Los métodos individuales se describen por Operaciones Físicas Unitarias, Procesos Químicos Unitarios y Procesos Biológicos Unitarios.

- Operaciones Físicas Unitarias.

- Procesos Químicos Unitarios.
- Procesos Biológicos Unitarios.

3.4.2 Tipos de tratamientos

Según el objetivo de remoción los tratamientos se pueden clasificar en:

3.4.2.1 Preliminar

Tiene como objetivo remover la mayor parte de los sólidos y materiales flotantes presentes en el agua residual cruda, que podrían ocasionar problemas en tuberías y equipos de bombeo, filtración y aeración.

3.4.2.2 Primario

El objetivo de la sedimentación primaria es remover rápidamente los residuos sólidos sedimentables y materia flotante para así, como disminuir la concentración de los sólidos suspendidos.

3.4.2.3 Secundarios

En esta etapa se tiene como objetivo principal remover la mayor parte de los contaminantes de las aguas residuales, los cuales son: Materia orgánica, gérmenes, patógenos y los nutrientes como nitrógeno y fosforo.

3.4.2.4 Terciarios

Se emplea cuando los contribuyentes del agua residual no pueden ser removidos o reducidos por el tratamiento secundario hasta el nivel requerido y establecido. Mejorar la calidad del efluente es uno de los objetivos principales de estos tratamientos y para ello se utilizan tratamientos específicos.

3.4.3 Criterios de diseño

Los criterios de diseño, que regirán los cálculos y dimensionamiento de los elementos que componen el sistema de abastecimiento de agua potable, drenaje

sanitario y pluvial de la urbanización bosques de Diriangén. Serán las normas técnicas aprobadas por el INAA, para el diseño y construcción.

3.4.4 Período de diseño

El período de diseño se estima, basándose en factores que inciden en la capacidad y buen funcionamiento del sistema, estos factores son:

- Vida útil de los elementos que componen el sistema. Para las tuberías se considera una vida superior a los 20 años.
- Planes de desarrollo futuro.
- Tasa de crecimiento poblacional
- Funcionamiento del sistema en sus primeros años de vida. Está en dependencia de la población conectada y del buen uso del sistema.

3.4.5 Proyección de la población

3.4.5.1 Población actual

La población de la urbanización que estaría conectada a la red, representa el gasto de aguas residuales. Se tomará como población actual, la resultante del censo directo, casa por casa, realizado por el MINSA, de Carazo.

3.4.5.2 Población de diseño

La determinación del número de habitantes para los cuales ha de diseñarse el acueducto es un parámetro básico en el cálculo del caudal de diseño para una comunidad. Es necesario determinar los aportes futuros de aguas residuales de una población para prever en el diseño las exigencias, de las líneas de conducción, planta de tratamiento y futura extensiones del servicio. Para lo cual se empleará la población proyectada a través del método geométrico.

3.5 Sistema de drenaje pluvial

3.5.1 Generalidades

Este sistema pluvial incluye los conductos que sirven para evacuar las aguas de lluvias por gravedad, considerándose aquí los que en circunstancias de exceso de gastos puedan funcionar como conductos a presión.

- Alcantarillado pluvial particular: recolecta el agua que se encuentra dentro de un predio finca o edificio hasta disponerlos a la zona receptora.
- Alcantarillado pluvial general particular: la red capta y conduce los escurrimientos del agua que ocurren dentro de las áreas comunes de los conjuntos habitacionales, centros comerciales, fraccionamientos privados, etc., hasta disponerlos en un cuerpo receptor.

3.5.2 Componentes de la red de drenaje pluvial

Se consideran las siguientes componentes de un sistema de drenaje:

- Estructuras de captación.
- Estructuras de conducción.
- Estructuras de conexión y mantenimiento.
- Estructuras de Descarga.
- Instalaciones complementarias.

3.5.3 Estructuras de captación

Es el conjunto de elementos destinados a recolectar las aguas lluvias para su posterior evacuación y están compuestas por:

- Cunetas
- Tragantes (imbornales o sumideros)
- Estructuras de Conducción.

3.5.4 Tragantes y rejillas

Los tragantes pueden clasificarse en laterales, horizontales de rejilla y mixtos, lo que dependerá de las características de operación del mismo.

Los laterales tienen la boca de entrada paralela a la dirección del flujo. Es conveniente emplearlos en la intercepción de escurrimientos por cauces de pendientes menores de 3%.

Para los tragantes horizontales con rejilla, la admisión se verifica por una abertura horizontal practicada en el fondo de la cuneta, provista de rejillas.

No se recomienda el uso de tragantes en los siguientes casos:

Acera destinada al tránsito de peatones

Aceras frecuentadas por ciclistas

Los tragantes mixtos están provistos de entrada lateral y rejilla horizontal, tienen gran capacidad, reuniendo las ventajas de ambos tipos

3.5.5 Estructuras de conexión y mantenimiento:

Estructuras subterráneas construidas hasta el nivel del suelo o pavimento, donde se coloca una tapa. Su forma debe ser cilíndrica en la parte inferior y tronco cónico en la parte superior.

Las estructuras de conexión y mantenimiento son los pozos y las cajas de inspección.

3.5.6 Estructuras de descarga

Obra final del sistema de alcantarillado. Asegura descarga continua a una corriente receptora. Pueden ser de dos tipos:

- Descarga a conducto cerrado.
- Descarga en canal a cielo abierto.

3.5.7 Instalaciones complementarias

Son estructuras que no siempre forman parte de una red, pero que permiten un funcionamiento adecuado de la misma. Dentro de ellos están:

1. Plantas de bombeo
2. Vertederos
3. Sifones invertidos

3.6 Criterio para el diseño y conceptos hidrológicos

3.6.1 Caudal de diseño

El caudal de diseño es el volumen de agua que llegara a las obras de drenaje. El objetivo de cálculo de la crecida de diseño es asociar una probabilidad de ocurrencia a las distintas magnitudes de la crecida.

3.6.1.1 Método racional

La cantidad de agua de escurrimiento de lluvia, se calculará por el método racional. Este es un modelo hidrometeorológico para la obtención del caudal máximo de escorrentía de una cuenca, que toma por análisis el área de la cuenca, la altura o intensidad de la precipitación, tiempo de concentración etc., particularmente utilizado en el diseño de drenajes urbanos y agrícolas.

Este modelo debe utilizarse en cuencas pequeñas que no excedan los 5 Km² y sobre todo se aplicara en hidrología urbana. Si la cuenca excede esta cantidad deberá recurrirse a otros métodos por ejemplo el tránsito de avenidas, que se auxilia del Método Racional y del Hidrógrafa Triangular Sintético.

3.6.1.2 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente C de escorrentía define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad I, y depende de la razón entre la precipitación diaria correspondiente al período de retorno y el umbral de escorrentía a partir del cual se inicia ésta.

3.6.1.3 Intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia es la tasa promedio de lluvia en milímetros por hora para una cuenca o subcuenta de drenaje particular. La intensidad se selecciona con base en la duración de lluvia de diseño y el periodo de retorno. La duración de diseño es igual al tiempo de concentración para el área de drenaje en consideración.

3.6.1.4 Curvas I-D-F

Son curvas que permiten conocer la Intensidad de lluvia, para diferentes duraciones (tiempo de concentración) de la escorrentía superficial que llega desde el punto más alejado a la salida de la cuenca. Esto para diferentes frecuencias o periodos de retorno.

3.6.1.5 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración está formado por dos componentes, el tiempo de entrada, o sea el tiempo requerido para que el escurrimiento llegue al tragante y el tiempo recorrido dentro de las alcantarillas.

3.6.1.6 Periodo de retorno

Es el tiempo esperado o tiempo medio entre dos sucesos improbables y con posibles efectos catastróficos que ocurren en la zona de afectación. Existen muchos criterios para poder asignar un periodo de retorno, los cuales varían del país en consideración o del organismo de referencia, por lo cual es necesario calcular este tiempo de forma estadística, para realizar con cierto grado de seguridad proyecciones futuras.

3.6.1.7 Cálculo hidráulico

Para los cálculos hidráulicos se utilizarán las fórmulas de Hazen, William, o la de Manning. También se podrían usar otras fórmulas tradicionales aceptadas en Hidráulica.

a) Velocidad

Para determinar la velocidad a tubo lleno se emplea la ecuación de Manning y viene dada por:

Ecuación 1. Velocidad aplicando la ecuación de Manning

$$V = \frac{1}{n} R h^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad de Manning

Rh = radio hidráulico = $R = D/4$

P = perímetro mojado

S = pendiente

A = área de influencia

b) Coeficiente de rugosidad (n)

Los coeficientes de rugosidad serán de acuerdo al tipo de material y a otras características que lo determinen.

c) Diámetro

El diámetro de la tubería que evacua el agua de un pozo de visita, en ningún caso podrá ser menor que el de la tubería de mayor diámetro que descarga en dicho pozo de visita.

El diámetro mínimo permisible en tuberías pluvial, será de 15" pulgadas, siempre que se justifique a través de los criterios de diseño establecidos, Excepto la conexión entre tragantes y pozos de visita que podrá ser de 10" cuando se justifique a través de su cálculo correspondiente.

d) Relación de llenado (Y/D)

Es la relación que existe entre el tirante y el diámetro de la sección transversal de la tubería. Se propondrá una capacidad de llenado máximo entre el 70% y 80%.

3.6.1.8 Zanjas de infiltración

Excavación larga y angosta realizada en la tierra para acomodar las tuberías de distribución de agua residual sedimentada en el tanque séptico, y para su consiguiente infiltración en el suelo permeable.

3.6.1.9 Mapeo

Sirve para indicar los cursos de agua, ríos, afluentes, lagos, lagunas, etc. Sirve para saber dónde hay fuentes de agua, su ubicación, si son navegables, etc.

Capítulo IV Diseño metodológico

El diseño metodológico se realizó en base a las normas y reglamentos de la alcaldía de Managua como referencia, del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).

Estos reglamentos serán de gran ayuda para desarrollar el diseño hidrosanitario y pluvial del proyecto en estudio.

4.1 Estudio de campo

4.1.1 Datos

La Información recolectada será mediante organismo como el INIDE y la Alcaldía de Diriamba, como datos de población, índice de niveles de vida y porcentajes de población conectada y no conectada.

4.1.2 Topografía

La topografía se realizó para evaluar los sectores posibles de drenaje superficial y subterráneo (drenaje pluvial y sanitario), y elegir la zona de descarga e infiltración final de toda la escorrentía generada por este proyecto. También se realizó la posible escorrentía que provenga aguas arriba del proyecto, de ser así se propondría una servidumbre de pase para que la escorrentía siga su tránsito natural aguas abajo y no alterar las características físicas e hidrológicas de la cuenca.

4.1.3 Ubicación de infraestructuras nuevas

Se tomó en cuenta la disposición final del área que tiene de referencia el dueño como uso para las obras como son: la planta de tratamiento, pozos de infiltración – zanjales de infiltración y la cisterna de abastecimiento de agua potable.

4.1.4 Estudios de suelos

Se analizó los datos del estudio de suelos recibidos: datos de clasificación de suelos y de estudio de infiltración; este último para el diseño de las obras de infiltración tanto en el drenaje pluvial como el sanitario.

4.2 Estudio de gabinete

4.2.1 Red de abastecimiento de agua potable

El diseño se modeló con el programa EPANET de la red propuesta en la Urbanización, se analizará y se concluirá con las medidas de presiones Proporcionadas.

Selección de diámetro: Se optará el análisis técnico económico para la elección del diámetro, tomando los criterios de diseño como velocidad y un equilibrio de pérdidas en la red.

4.2.1.1 Consumo promedio diario

Ecuación 2. Consumo promedio diario

$$CPD = \frac{Dotación \times Población}{86400} (lps)$$

4.2.1.2 Consumo máximo día

Ecuación 3. Consumo máximo día

$$CMD = 1.5 * CPD + Hf (lps)$$

Donde:

Hf : Pérdidas equivalentes al 20% del CPD.

4.2.1.3 Consumo máximo hora

Ecuación 4. Consumo máximo hora

$$CMH = 2.5 * CPD + Hf \text{ (lps)}$$

4.2.1.4 Diámetro económico (Ecuación de BRESSE)

Ecuación 5. Diámetro económico

$$D = K_3 \sqrt{Q}$$

$K_3: 0.7 - 1.6$

Para $N < 24$ hrs

$$D = 1.3 \left(\frac{N}{24} \right)^{1/2} \sqrt{Q}$$

4.2.1.5 Formula de Hazen - Williams

Ecuación 6. Hazen - Williams

$$h_f = 10.675 \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.852} \frac{L}{D^{4.87}}$$

4.3 Sistema de alcantarillado sanitario

El diseño se modelará con el programa EXCEL, AUTO CAD del alcantarillado propuesto en la Urbanización; y se concluirá con una planta de tratamiento que se diseñó en el proyecto.

4.3.1 Gasto medio

El gasto medio de aguas residuales en cada tramo de la red, se calcula con la siguiente ecuación

Ecuación 7. Gasto medio

$$Q_m = C * \frac{P * D}{86400} \left(l/s \right)$$

Dónde:

Q_m : Gasto medio de aguas residuales en l/s

P: Población, en número de habitantes

D: Aportación de las aguas negras o Dotación (L/hab/d)

C: Coeficiente de retorno

4.3.2 Gasto mínimo

Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se deberá aplicar la siguiente relación:

Ecuación 8.Gasto mínimo

$$Q_{min} = \frac{1}{5} Q_m$$

4.3.3 Gasto máximo

El gasto máximo se calcula a partir del factor Harmon (H):

Ecuación 9.Gasto máximo

$$Q_{max} = H * Q_m$$
$$Q_{max} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{1/2}} \right] Q_m$$

Dónde:

Qmax :Gasto máximo de aguas residuales domésticas en l/s.

P: Población servida en miles de habitantes.

Qm: Gasto medio de aguas residuales domésticas.

4.3.4 Gasto de diseño

Ecuación 10.Gasto de diseño

$$Q_d = Q_{max} + Q_{inf} + Q_{esp}$$

4.3.5 Diseño hidráulico

Para el cálculo hidráulico del alcantarillado se utiliza la fórmula de Manning:

- Para tuberías con sección llena

$$R = \frac{D}{4}; \text{ sustituyendo en la ecuacion de Manning, } V = \frac{0.397}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

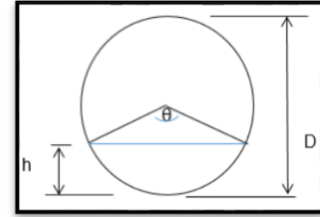
- Para tuberías parcialmente llenas.

El Angulo central θ° (En grado sexagesimal)

$$\theta^\circ = 2\arccos\left(1 - \frac{2h}{D}\right)$$

$$R = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{360 \operatorname{sen}\theta^\circ}{2\pi\theta^\circ}\right)$$

$$\text{Entonces; } V = \frac{0.397 D^{\frac{2}{3}}}{n}\left(1 - \frac{360 \operatorname{sen}\theta^\circ}{2\pi\theta^\circ}\right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$



4.3.6 Ecuación de continuidad

Ecuación 11. Ecuación de continuidad

$$Q = VA$$

Dónde:

Q: Caudal (m^3/s)

A: Área de la sección circular (m^2)

- Caudal a sección totalmente llena

$$Q = \frac{0.312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

- Caudal a sección parcialmente llena

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257.15 n (2\pi\theta^\circ)^{\frac{2}{3}}} (2\pi\theta^\circ - 360 \operatorname{sen}\theta^\circ)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

4.3.7 Tensión tractiva

Se da según la siguiente ecuación:

Ecuación 12. Tensión tractiva

$$f = W R S$$

En la cual:

f : Tensión de arrastre en Pa.

W : Peso específico del líquido en N/m^3 .

R : Radio hidráulico a gasto mínimo en m.

S : Pendiente mínima en m/m.

El objetivo es calcular la pendiente mínima del tramo, capaz de provocar la tensión suficiente para arrastrar el material que se deposita en el fondo. De la ecuación de f , obtenemos la pendiente de la tubería a sección llena, Se recomienda un valor mínimo de $f = 1 \text{ Pa}$

$$S = \frac{f}{WR}$$

Y sección parcialmente llena:

$$S = \frac{f}{W \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \sin \theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right)}$$

4.4 Sistema de drenaje pluvial

El diseño se modelará con el programa EXCEL y Auto CAD del alcantarillado pluvial propuesto en la Urbanización; se analizará las subcuencas que escurrirán a las diferentes obras de captación en dependencia de la topografía y la necesidad del diseño en donde su disposición final de esta escorrentía será mediante obras de infiltración como pozos o zanjas.

Hidrología del área de drenaje: Para este estudio se utilizará el método racional, por lo tanto, será necesario recopilar datos de lluvia, analizar el área de aporte de cada subcuenca, los tipos de suelos y el uso que tiene en todo el proyecto, así también el análisis de su topografía y diseño final de vialidad- terracería. Caudal de Diseño: Este análisis se realiza utilizando el método racional representado por la siguiente expresión:

Ecuación 13. Caudal de drenaje producido por el área de influencias en m^3/s

$$Q = 0.002778 C.I.A.$$

En donde:

Q: Caudal de drenaje producido por el área de influencias en m^3/s .

C: Coeficiente de escorrentía.

I: Intensidad de lluvia en mm/h .

A: Área de la micro cuenca en hectáreas.

De acuerdo a lo dicho anteriormente según las diferentes áreas a drenar, se podría utilizar un coeficiente ponderado “C”:

Ecuación 14. Coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector.

$$C = \frac{\sum Ci \cdot Ai}{A}$$

Dónde:

Ci: coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector.

Ai: área de cada sector (Ha)

A: área total de la cuenca de drenaje (Ha).

Intensidad de lluvia: Para estimar la intensidad de lluvia para este proyecto; se utilizarán las curvas IDF más cercanas al área de estudio, que son las de Campos Azules en Masatepe; que es manejada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales – Dirección Meteorológica siendo así el periodo de registro el más actual posible.

Áreas de drenaje: El área de la aportación se obtendrá directamente de los planos de AUTOCAD.

Período de retorno: Se utilizará según el tipo de obras a realizar según recomendaciones de las Normas de la Alcaldía de Managua como referencia.

Tiempo de concentración: El tiempo de concentración está formado por dos componentes, el tiempo de entrada, o sea el tiempo requerido para que el escurrimiento llegue al tragante y el tiempo recorrido dentro de las alcantarillas.

Ecuación 15. Tiempo de concentración

$$t_c = 0.0041 \times \left(\frac{3.28 \times Lc}{\sqrt{Sc}} \right)^{0.77}$$

Capítulo V Análisis y presentación de resultados

5.1 Diseño de la red de abastecimiento de agua potable

5.1.1 Modelo de la red de agua potable

Las características de la modelación de la red de agua potable, para la urbanización Bosques de Diriangén, será un modelo de planificación por ser un proyecto nuevo, de red mallada por la configuración cerrada del sistema, de tipo arterial por presentar únicamente las arterias principales, en estado de flujo permanente ya que se analizará el comportamiento de la red bajo las condiciones más desfavorables, donde los resultados obtenidos corresponderán a una hora determinada.

5.1.2 Datos básicos para la población de diseño

Número de lotes=204 =Número de viviendas =204

Índice poblacional=5 habitantes por vivienda

Dotación= 155 L/hab x día

Factor Máximo día=1.5

Factor Máximo hora=2.5

5.1.3 Calculo de la población

Número de viviendas=204

Índice poblacional=5 hab/viv

Población de diseño=204 x 5=1,020 habitantes

5.1.4 Consumo promedio diario “CPD”

El consumo doméstico en el departamento de Carazo se encuentra clasificado por zonas, donde el proyecto urbanístico Bosques de Diriangén, se encuentra más próximo al rango de consumo de la clasificación de zona de máxima densidad y de

actividades mixtas, a la cual se le asigna una dotación de 41 Gln /hab/día, equivalente a 155 L/hab / día.

Dotación de consumo= 155 L /hab /día

Consumo Doméstico = (Dotación x Población) / (86400)

CPD= (155 x 1,020)/ (86400)=1.83lps

5.1.5 Índice de consumo promedio diario por lote

ICPDL=(CPD)/(Número de lote)

ICPDL=(1.83)/(204)=0.0090lps /l

5.1.6 Caudal contra incendio

La población de Diriamba en la actualidad es de aproximadamente 81304 habitantes según el INIDE, por lo cual en este mismo municipio se encuentra ubicada la Urbanización Bosques de Diriangén, su máxima población es de 1,020 personas, la cual según las normas de INAA, requiere de tomas contra incendio, sin embargo esta urbanización contribuirá al incremento de la población del departamento de Carazo, por lo que se requiere de al menos de un toma disponible, para combatir cualquier eventualidad de incendio, que se genere en el proyecto.

Caudal contra incendio =150.00 Gpm

$Q_{inc}=(150.00 \text{ Gln /min}) \times (3.785 \text{ lt/1Gln}) \times (1 \text{ min/60 s})=9.463 \text{ lps}$

5.1.7 Determinación del Consumo Máximo Día “CMD”

$CMD=1.5 \times CPD + H_F$

Calculo de pérdidas equivalentes al 20 % del CPD

$H_F=CPD \times 20 \%$

$H_F= (1.83) \times (0.20)=0.37 \text{ lps}$

$CMD=1.5 \times (1.83) + 0.37=3.12 \text{ lps}$

5.1.8 Determinación del Consumo Máximo Hora “CMH”

$$CMH = 2.5 \times CPD + H_f$$

$$CMH = 2.5 \times (1.83) + 0.37 = 4.95 \text{ lps}$$

5.1.9 Determinación de Consumo Máximo Hora más Incendio

$$\text{Consumo Máximo día más incendio} = CMH + Q_{\text{Inc}}$$

$$\text{Consumo Máximo día más incendio} = 4.95 \text{ lps} + 9.463 \text{ lps} = 14.41 \text{ lps}$$

5.1.10 Cálculo de la velocidad

Con los resultados mostrados en el cuadro 3, se calcularon las velocidades con la siguiente formula:

$$V = \frac{Q}{A}$$
$$V = \frac{Q}{\left(\frac{\pi}{4}\right) \times (D)^2}$$

$$Q = 0.00946 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 0.146 \text{ m}$$

$$V = \frac{0.00946}{\left(\frac{\pi}{4}\right) \times (0.146)^2}$$
$$V = 0.57 \text{ m/s}$$

5.1.11 Cálculo de pérdidas por longitud por Hazen - Williams

Las pérdidas en las tuberías se calcularon mediante la fórmula de Hazen - Williams

$$h_f = 10.675 \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.852} \frac{L}{D^{4.87}}$$
$$h_f = (10.675) \left(\frac{0.00946}{150} \right)^{1.852} \left(\frac{36.9101}{0.146^{4.87}} \right)$$
$$h_f = 0.0769 \text{ m}$$

5.1.12 Cálculo de pérdidas menores

El cálculo de pérdidas menores se realizó con la siguiente formula

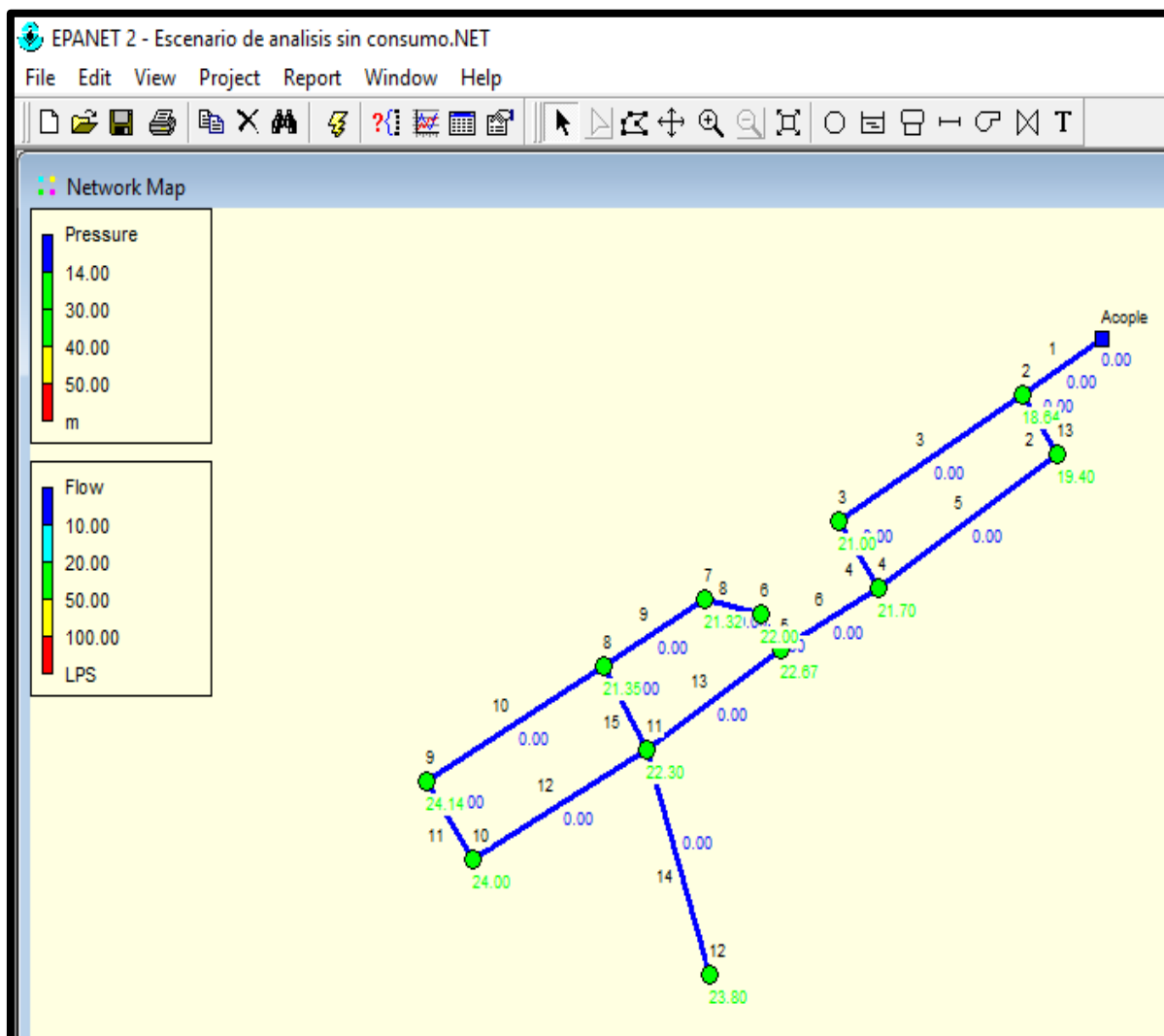
$$\sum HLx 0.1$$
$$\sum (2.219)x 0.1 = 0.2219 m$$

5.1.13 Análisis hidráulico de la red

En la evaluación hidráulica de la urbanización Bosques de Diriangén, municipio de Diriamba, departamento de Carazo, se realizaron en base a tres condiciones de análisis por ser una red localizada en una zona urbana: cero consumo (sin caudal en la red), máximo consumo horario (CMH) y consumo máximo día más caudal contra incendio (CMD + caudal contra incendio).

5.1.14 Escenario de análisis sin consumo

Figura 3. Presiones y caudales con ausencia de consumo en la red de agua potable, de la urbanización “Bosques de Diriangén”



Fuente. Análisis de la red por medio del Software EPANET 2

Resultados de primer análisis: Sin consumo

Cuadro 2.Estado de nudos condición sin consumo

Network Table - Nodes at 0:00 Hrs			
Node ID	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc HIDRANTE	0.00	611.00	18.64
Junc 3	0.00	611.00	21.00
Junc 7	0.00	611.00	21.32
Junc 8	0.00	611.00	21.35
Junc 9	0.00	611.00	24.14
Junc 13	0.00	611.00	19.40
Junc 4	0.00	611.00	21.70
Junc 5	0.00	611.00	22.67
Junc 6	0.00	611.00	22.00
Junc 11	0.00	611.00	22.30
Junc 10	0.00	611.00	24.00
Junc 12	0.00	611.00	23.80
Resvr Acople	0.00	611.00	0.00

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET 2.

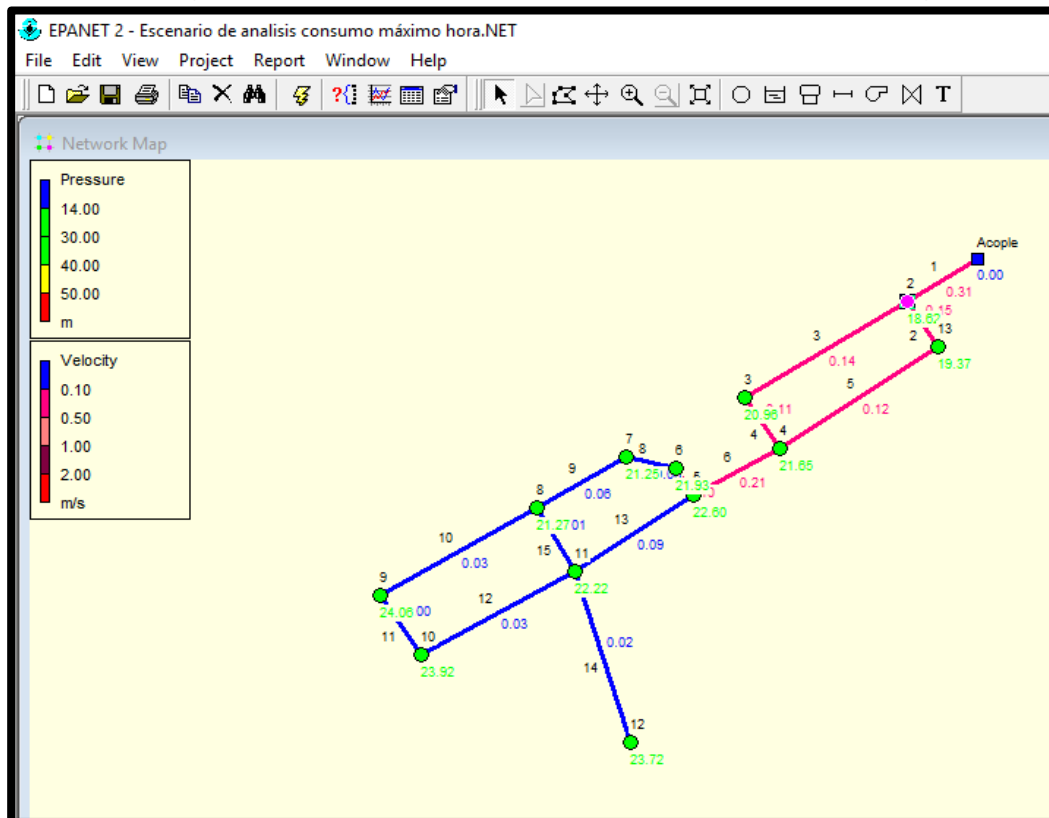
Cuadro 3.Estado de tuberías condición sin consumo

	Length	Diameter	Roughness	Flow	Velocity	Reaction R	Quality	Status
Link ID	m	mm		LPS	m/s	mg/L/d		
Pipe 2	40.16	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 3	138.99	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 4	38.9	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 5	142.09	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 6	70.12	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 7	22.42	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 8	29.48	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 9	82.92	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 10	127.62	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 11	40.4	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 12	119.94	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 13	106.76	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 14	131.84	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 15	38.85	150	150	0	0	0	0	Open
Pipe 1	36.91	150	150	0	0	0	0	Open

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET 2.

5.1.15 Escenario de análisis con Consumo Máximo Hora (CMH)

Figura 4.Presiones y caudales con presencia del consumo máximo hora en la red de agua potable, de la Urbanización Bosques de “Diriangén”



Fuente. Análisis de la red por medio del Software EPANET 2

Resultados de segundo análisis: Consumo de Máximo Hora (CMH)

Cuadro 4. Estado de nudos condición CMH

Node ID	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc 2	0.42	610.98	18.62
Junc 3	0.42	610.96	20.96
Junc 7	0.34	610.93	21.25
Junc 8	0.56	610.92	21.27
Junc 9	0.48	610.92	24.06
Junc 13	0.42	610.97	19.37
Junc 4	0.42	610.95	21.65
Junc 5	0.37	610.93	22.60
Junc 6	0.34	610.93	21.93
Junc 11	0.80	610.92	22.22
Junc 10	0.48	610.92	23.92
Junc 12	0.34	610.92	23.72
Resvr Acople	-5.42	611.00	0.00

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET 2.

Cuadro 5. Estado de tuberías condición máximo hora (CMH)

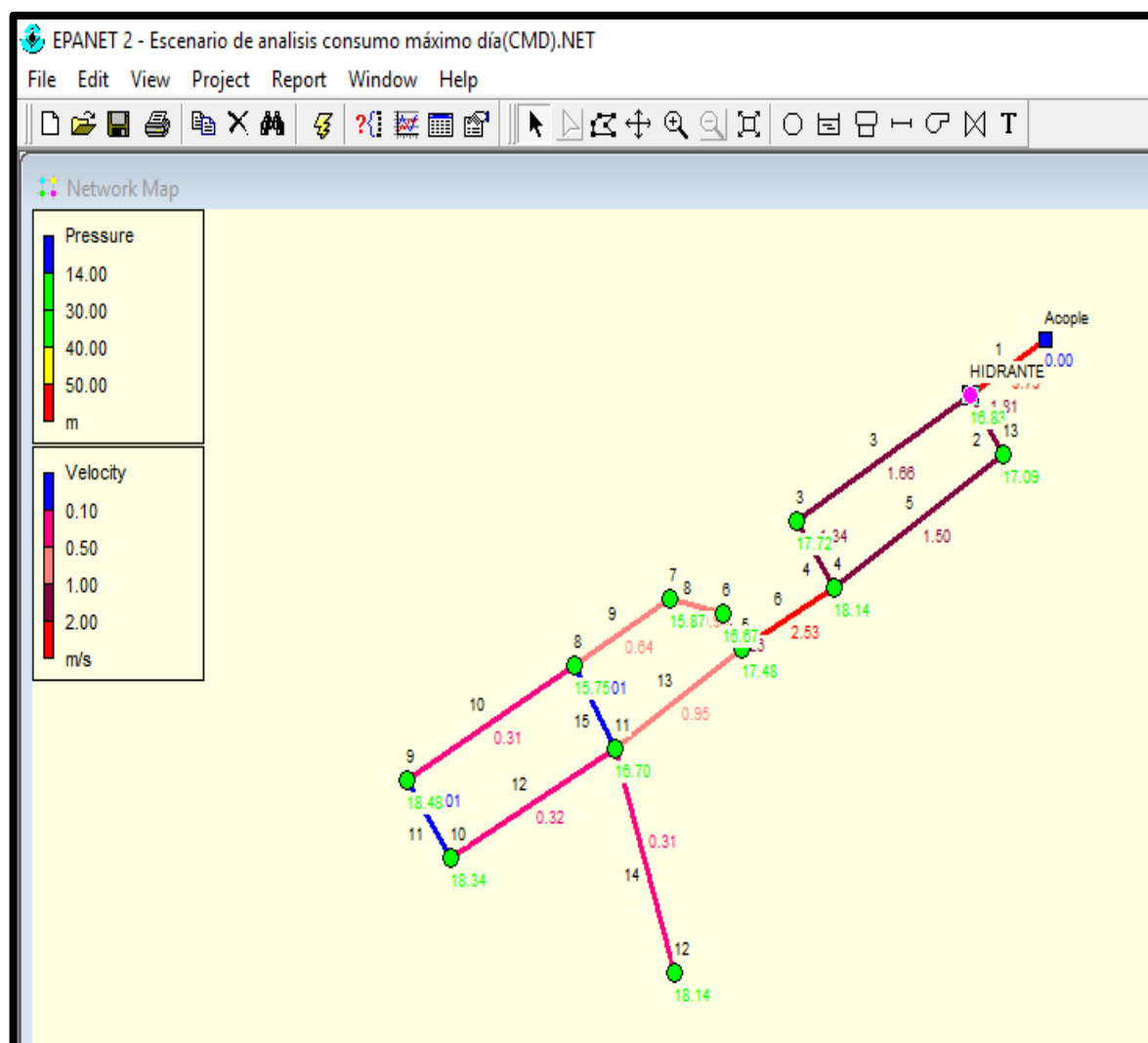
Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Flow LPS	Velocity m/s	Reaction Rate mg/L/d	Quality	Status
Pipe 2	40.16	150	150	2.60	0.15	0.00	0.00	Open
Pipe 3	138.99	150	150	2.39	0.14	0.00	0.00	Open
Pipe 4	38.90	150	150	1.97	0.11	0.00	0.00	Open
Pipe 5	142.09	150	150	-2.18	0.12	0.00	0.00	Open
Pipe 6	70.12	150	150	3.72	0.21	0.00	0.00	Open
Pipe 7	22.42	150	150	1.82	0.10	0.00	0.00	Open
Pipe 8	29.48	150	150	1.48	0.08	0.00	0.00	Open
Pipe 9	82.92	150	150	1.13	0.06	0.00	0.00	Open
Pipe 10	127.62	150	150	0.47	0.03	0.00	0.00	Open
Pipe 11	40.40	150	150	-0.01	0.00	0.00	0.00	Open
Pipe 12	119.94	150	150	-0.48	0.03	0.00	0.00	Open
Pipe 13	106.76	150	150	-1.53	0.09	0.00	0.00	Open
Pipe 14	131.84	150	150	0.34	0.02	0.00	0.00	Open
Pipe 15	38.85	150	150	0.10	0.01	0.00	0.00	Open
Pipe 1	36.91	150	150	5.42	0.31	0.00	0.00	Open

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET 2.

5.1.16 Escenario de análisis consumo máximo día más caudal contra incendio (CMD + caudal contra incendio)

Resultados del tercer análisis: Consumo máximo día más caudal contra incendio

Figura 5. Presiones y caudales en tercer escenario: consumo máximo día más caudal contra incendio en la red de agua potable, de la Urbanización “Bosques de Diriangén”



Fuente. Análisis de la red por medio del Software EPANET 2

Cuadro 6.Estados de nudos condición (CMD más caudal contra incendio)

Node ID	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc HIDRANTE	9.89	609.19	16.83
Junc 3	9.89	607.72	17.72
Junc 7	9.81	605.55	15.87
Junc 8	10.02	605.40	15.75
Junc 9	9.94	605.34	18.48
Junc 13	9.89	608.69	17.09
Junc 4	9.89	607.44	18.14
Junc 5	9.83	605.81	17.48
Junc 6	9.81	605.67	16.67
Junc 11	10.26	605.40	16.70
Junc 10	9.94	605.34	18.34
Junc 12	9.81	605.34	18.14
Resvr Acople	-118.97	611.00	0.00

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET 2.

Cuadro 7.Estado de tuberías condición (CMD más caudal contra incendio)

Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Flow LPS	Velocity m/s	Reaction Rate mg/L/d	Quality	Status
Pipe 2	40.16	200	150	56.99	1.81	0.00	0.00	Open
Pipe 3	138.99	200	150	52.09	1.66	0.00	0.00	Open
Pipe 4	38.90	200	150	42.21	1.34	0.00	0.00	Open
Pipe 5	142.09	200	150	-47.10	1.50	0.00	0.00	Open
Pipe 6	70.12	200	150	79.42	2.53	0.00	0.00	Open
Pipe 7	22.42	200	150	39.67	1.26	0.00	0.00	Open
Pipe 8	29.48	200	150	29.86	0.95	0.00	0.00	Open
Pipe 9	82.92	200	150	20.06	0.64	0.00	0.00	Open
Pipe 10	127.62	200	150	9.78	0.31	0.00	0.00	Open
Pipe 11	40.40	200	150	-0.17	0.01	0.00	0.00	Open
Pipe 12	119.94	200	150	-10.11	0.32	0.00	0.00	Open
Pipe 13	106.76	200	150	-29.91	0.95	0.00	0.00	Open
Pipe 14	131.84	200	150	9.81	0.31	0.00	0.00	Open
Pipe 15	38.85	200	150	0.26	0.01	0.00	0.00	Open
Pipe 1	36.91	200	150	118.97	3.79	0.00	0.00	Open

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET 2.

5.1.17 Síntesis del análisis de la red

1. En la condición de consumo máximo hora "CMH": El caudal en la condición de análisis de consumo máximo horario se presenta una demanda de 5.42 l/s, las presiones que se observan en esta condición van desde 18.62 m (en el nudo N 2) hasta los 24.06 m (en el nudo N 9), aceptables dentro de los rangos establecidos por INAA (la presión mínima residual en la red será de 14.00 m y la carga estática máxima será de 50.00 m), como promedio se observan bajas velocidades en el modelo, que van de 0.01 m/s (en el tramo de tubería T 15) a 0.31 m/s (en el tramo de tubería T 1).
2. Condición de consumo máximo día más caudal contra incendio: El caudal en la condición de análisis de (CMD más caudal contra incendio) es de 118.97 l/s, en esta condición se presentan presiones que van desde 15.75 m (en el nudo N8) hasta los 18.48 m (en el nudo N9), aceptables dentro de los rangos establecidos por INAA, como promedio se observan bajas velocidades en las tuberías que van de 0.01 m/s (en los tramos de las tuberías T 11 y T 15) a 3.79 m/s (en el tramo de la tubería T 1).
3. Condición sin consumo: Las presiones se encuentran dentro de rangos aceptables no perjudiciales para las tuberías, que van desde 18.64 m (en el nudo N 2) hasta los 24.14 m (en el nudo N 9).

En algunos tramos las velocidades son menores que las mínimas permisibles, pero el análisis hidráulico se han dejado prevalecer el criterio de las presiones sobre el de las velocidades.

En hora pico las presiones bajan hasta 15.75 m y durante la noche las presiones aumentan hasta 24.14 m.

5.2 Resultados de los datos básicos para el dimensionamiento del diseño de la red de alcantarillado sanitario

5.2.1 Dotación

La dotación fue estimada en 100 Litros por habitante por día, según la zona por la tabla de dotaciones y también según los estimados de consumo de asentamientos existente en la zona.

5.2.2 Población

La población de consumo del proyecto se fijó en base al total de viviendas que se desean construir en la urbanización, el cual es de 204 viviendas.

El índice de hacinamiento que se utilizó es de 5 habitantes por viviendas que es el que actualmente se maneja en la zona de Diriamba del departamento de Carazo, esto hace un total de población de 1,020 habitantes como población de diseño para este proyecto.

El caudal medio se estableció en base al 80 % de factor de retorno que dicta la normativa en 0.94lps.

El factor de Harmon se calculó según fórmula de la norma resultando en un valor de 3.79. por lo que se debe tomar 3

El caudal máximo se calculó según las estimaciones del caudal medio y factor de Harmon, resultando un valor de 2.83lps.

No se consideraron caudales especiales ya que esto va a ser un asentamiento habitacional y no se proyecta en el tener ni hospitales y colegios, otro tipo de institución o alguna industria.

El caudal de infiltración se calculó según norma de acuerdo a la longitud total del sistema, quedando en 0.216 lps.

Según todas las consideraciones anteriores el caudal total de diseño del proyecto se calculó en 3.05lps.

A continuación se muestra un cuadro resumen que se utilizó para el cálculo de todos los parámetros de diseño antes expuesto.

Cuadro 8.Datos generales y parámetros de diseño del proyecto

Datos generales y Caudal de diseño		
Dotación	155	lppd
CPD	1.181	lps
Factor de retorno	0.8	
Q medio	0.94	lps
Población de Diseño	1020	habitantes
Factor de Harmon	3	
Q max	2.83	lps
% Q Especiales	0%	%
Q Especiales	0.00	lps
Factor de Infiltración	0.00003	lps/mtr
Long Total	1182	mtr
Q Infiltración	0.216	lps
N° de lotes	204	
Densidad de hacinamiento	5	hab/lote
Q Total	3.05	lps

Fuente. Propia

5.2.3 Descripción del trazado

Para la realización del trazado primero se tomó en cuenta la distribución de los lotes en el área, luego de tener esto se procedió a ubicar los ejes de trazado según norma en las bandas nortes y oeste según la posición de las manzanas, e ir realizando el trazado según el escurrimiento en el punto más bajo de cada cuadra o bloque.

El trazado consta de un total de 4,809.22 metros de tubería PVC SDR 41 de 150 mm de diámetro y un total de 919.27 metros de tubería PVC SDR 41 de 200 mm de diámetro en todo su recorrido. Y está distribuido en su totalidad por las calles proyectadas del proyecto habitacional.

Los resultados de Red de alcantarillado sanitario y la tubería de descarga están ubicados en los ANEXOS en los cuadros 1.y.2

5.2.4 Planta de tratamiento de aguas residuales domésticas.

Para el tratamiento de las aguas residuales se propone una planta de tratamiento de agua residual, esta consiste en tratamiento preliminar, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario.

Tratamiento preliminar consiste en: Rejas, desarenador, medidor de flujo (canaleta Parshall).

El tratamiento primario en tanques Imhoff, para reducir la carga orgánica de las aguas residuales, estará formado por 2 módulos.

El tratamiento secundario consiste en un sistema anaerobio (UASB), formado por 2 módulos.

A continuación se describirá la metodología de cálculos que se siguió para el dimensionamiento de planta de tratamiento descrita anteriormente.

5.2.4.1 Elementos de la planta de tratamiento de agua residual

5.2.4.1.1. Canal de entrada:

El canal propuesto es de concreto, con un ancho interno de 0.40 m, borde libre de 0.30 y altura total de 0.50 m la pendiente de 1 %. En el siguiente cuadro se muestra los resultados.

Cuadro 9. Dimensiones del canal de entrada

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Población	P	1020	hab.		
Dotación	Dot	155	lppd		
Ancho de canal	B	0.40	m	0.30 m - 0.80 m	
Pendiente a lo largo del canal	S	0.01	m/m	Asumido	
Coeficiente de manning	n	0.013		Concreto	
Borde libre	BL	0.3	m	0.20 m - 0.3 m	
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Caudal medio doméstico	Qm	$Q_m = \frac{P * Dot * 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$	1.46	l/s	
			0.001	m ³ /s	
Otros aportes	Q _{16%+infiltr}	Q=Qcom+Qinst+Qind+Qinf	0.66	l/s	Pendiente Qinfiltración
			0.000	m ³ /s	
Caudal medio total	Qmedio	Qmedio = Q + Qm	2.12	l/s	
			0.002	m ³ /s	
Caudal de diseño	Qd	$Q_d = Q_{máx} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{inst}$	5.05	l/s	
			0.005	m ³ /s	
Altura máxima		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}} = H_{máx} * B \left[\frac{H_{máx} * B}{B + 2H_{máx}} \right]^{\frac{2}{3}}$			
		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}}$	0.0007		
		$H_{máx} * B \left[\frac{H_{máx} * B}{B + 2H_{máx}} \right]^{\frac{2}{3}}$	0.0007		
	Hmax		0.023	m	
Altura media		$\frac{Q_m * n}{\sqrt{S}} = H_m * B \left[\frac{H_m * B}{B + 2H_m} \right]^{\frac{2}{3}}$		m	
		$\frac{Q_m * n}{\sqrt{S}}$	0.0002		
		$H_m * B \left[\frac{H_m * B}{B + 2H_m} \right]^{\frac{2}{3}}$	0.0002		
	Hmed		0.009		
Velocidad máxima	Vmáx	$V_{máx} = \frac{Q_d}{B * H_{máx}}$	0.549	m/s	0.40 - 0.75 m/s, Cumple
Velocidad media	Vm	$V_m = \frac{Q_m}{B * H_m}$	0.472	m/s	0.40 - 0.75 m/seg, Cumple
Área mojada	At	$A_t = B * H_{máx}$	0.009	m ²	
Altura del canal	Hcanal		0.5	m	

Fuente. Propia

5.2.4.1.2 Rejas:

Se propone una reja de limpieza manual. El ancho de la reja es el mismo ancho del canal 0.40 m. La inclinación de las rejas es de 45°, la separación entre barras es de 5 cm, y el espesor de las barras es de 1.27 cm. En el siguiente cuadro se observan los resultados.

Cuadro 10. Datos de la reja manual

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Población	P	1020	hab.		
Dotación	Dot	155	lppd		
Factor de forma de la barras	β	1.79		Circular = 1.79 , Rectangular = 2.42	
Inclinación de reja	θ	45	°	45° - 60° con la Horizontal	
Separación entre barra	a	5	cm	2.50 cm - 5.00 cm	
Espesor barra	t	1.27	cm	0.50 cm - 1.50 cm	
Ancho de canal	B	0.4	m	0.30 m - 0.70 m	
Ancho de reja	b	0.4	m	Asumido	
Pendiente a lo largo del canal	S	0.01	m/m	Asumido	
Coefficiente de manning	n	0.013		Concreto	
Borde libre	BL	0.3	m	0.20 m - 0.3 m	
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Caudal medio	Qm	$Q_m = \frac{P \cdot Dot \cdot 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$	2.121	l/s	
			0.002	m³/s	
Caudal de diseño	Qd	$Q_d = Q_{máx} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{int}$	5.05	l/s	
			0.005	m³/s	
Altura máxima		$\frac{Q_d \cdot n}{\sqrt{S}} = H_{máx} \cdot b \left[\frac{H_{máx} \cdot b}{b + 2H} \right]^{\frac{2}{3}}$		m	
		$\frac{Q_d \cdot n}{\sqrt{S}}$	0.0007		
		$H_{máx} \cdot b \left[\frac{H_{máx} \cdot b}{b + 2H_{máx}} \right]^{\frac{2}{3}}$	0.0007		
	Hmax		0.023		
Altura media de agua antes de reja		$\frac{Q_m \cdot n}{\sqrt{S}} = H_m \cdot b \left[\frac{H_m \cdot b}{b + 2H} \right]^{\frac{2}{3}}$			
		$\frac{Q_m \cdot n}{\sqrt{S}}$	0.0003		
		$H_m \cdot b \left[\frac{H_m \cdot b}{b + 2H_m} \right]^{\frac{2}{3}}$	0.0003		
	Hmed		0.013		
Velocidad máxima antes de la reja	Vmáx	$V_{máx} = \frac{Q_d}{B \cdot H_{máx}}$	0.549	m/seg	0.40 - 0.75 m/s, Cumple
Velocidad media antes de la reja	Vm	$V_m = \frac{Q_m}{B \cdot H_m}$	0.408	m/seg	0.40 - 0.75 m/s, Cumple
Área total mojada	At	$A_t = b \cdot H_{máx}$	0.009	m²	
Eficiencia	E	$E = \frac{a}{a + t}$	0.797		0.6 - 0.85 (CEPIS)
Área útil	Au	$A_u = A_t \cdot E$	0.007	m²	
Velocidad de paso	Vp	$V_p = \frac{Q_d}{A_u}$	0.688	m/s	0.40 - 0.9 m/s, Cumple
VERIFICACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA					
Área total por velocidad media	At'	$A'_t = b \cdot H_{med}$	0.005	m²	
Área útil por velocidad media	Au'	$A'_u = A'_t \cdot E$	0.004	m²	
Velocidad media	V'm	$V'_m = \frac{Q_m}{A'_u}$	0.512	m/s	0.40 - 0.75 m/s, Cumple
PÉRDIDAS					
Pérdida de carga en rejas limpias	Hf	$H_f = \beta \cdot \left(\frac{t}{a} \right)^{\frac{5}{2}} \cdot \sin \theta \cdot \frac{V_m^2}{2g}$	0.0052	m	< 0.15, Cumple
Pérdida de carga en rejas (parcialmente obstruida)	Hfo	$h_{fo} = \left(\frac{E}{E_o} \right)^2 \cdot H_f = \left(\frac{E}{0.75 \cdot E} \right)^2 \cdot H_f$	0.009	m	< 0.15, Cumple
	EO	0.75 E	0.59808612	(0.5 - 0.75), (0.75 = Parcialmente	
Altura del canal	Hcanal	$H_{canal} = H_{máx} + h_{fo} + BL$	0.5	m	

Fuente. Propia

5.2.4.1.3 Desarenador:

Se proponen dos desarenadores, para que funcione uno, y cuando hay que eliminar las arenas acumuladas, se cierra el pase de agua y se abre el que está en reserva.

Las dimensiones de los desarenadores son: Largo 0.91 m, con un ancho de 0.40 m y una profundidad total de 0.94 m. En el cuadro 11, se observan los resultados.

Cuadro 11.Desarenador propuesto

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Carga superficial	Cs	1200	m³/m²/día	700 - 1600	
Caudal de diseño	Qd	0.005	m³/s		
Velocidad de flujo	V	0.30	m/s	Valor sugerido por INAA	
Diámetro de partícula	Ø	0.2	mm	> 0.2 mm, CEPIS	
Velocidad de sedimentación	Vs	0.021	m/s	Ver tabla D-1-3a	
Número de desarenadores	No	2	und		
Tiempo de retencion de sedimento en to	t	15	días	Por Mantenimiento	
DIMENSIONAMIENTO					
CÁLCULO	SIMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Ancho	b	$\frac{Q_d}{b * V}$	0.40	m	Usar B de Canal de Entrada
Altura de agua en el canal de llegada	H _{agua}	$\frac{V * H_{agua} * 86400}{C_s}$	0.04	m	Canal de Entrada, ver Apéndice D-1-1
Borde libre	BL		0.30	m	Asumido
Largo	L		0.91	m	OPS/OMS/CEPIS
Radio hidráulico	Rh	A/P	0.0348	m	
		Rh ^{2/3}	0.1065		
Pendiente longitudinal del desarenador	S	$S = \left(\frac{n * V}{Rh^{2/3}} \right)^2$	0.1341	%	
Pérdidas en el desarenador	Hf	S * L	1.2	mm	
VOLUMEN DE TOLVA					
CÁLCULO	SIMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Cantidad de material retenido	Cant.retenida		0.029	l/m³	Zona Residencial, OPS/OMS/CEPIS
Volumen sedimentado	V _{sed}	Q * Cant.retenida * t	189.76	lts	
Volumen requerido de tolva	Vol.Req.Tolva	V _{sed}	0.190	m³	
Altura de tolva propuesta	H _{tolva}		0.60	m	
Ancho	b		0.40	m	
Largo	L		0.91	m	
Volumen propuesto de tolva	V _{tolva}	H _{Tolva} * b * L	0.218	m³	≥Vol.Req.tolva, Cumple
Altura total del desarenador	Htotal	Σ H _{agua} + H _{tolva} + BL	0.94	m	

Fuente. Propia

5.2.4.1.4 Canaleta Parshall:

Las canaletas Parshall son un instrumento efectivo para medir caudales de agua residuales, ya que su diseño evita la sedimentación de materia orgánica e inorgánica dentro del mismo. La canaleta Parshall propuesta tiene un ancho de garganta de 15.2 cm. El dimensionamiento hidráulico se observa en los siguientes cuadros.

Cuadro 12.Canaleta Parshall

DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Caudales de diseño	Q_{min}	0.00034	m³/s	
	Q_d	0.005	m³/s	< 0.252
Ancho de canal	B	0.4	m	
Ancho de garganta	W'	0.15	m	1/3 - 1/2 de B
Ancho de garganta seleccionado	W	0.152	m	Ver criterios Apéndice D-1-5
Dimensiones de canal parshall seleccionado	A	0.621	m	
	2/3 A	0.414	m	
	Wc	0.315	m	
	B	0.61	m	
	C	0.394	m	
	D	0.397	m	
	E	0.61	m	
	F	0.305	m	
	G	0.61	m	
	K	0.076	m	
	N	0.114	m	
	R	0.406	m	
	M	0.305	m	
	P	0.902	m	
	X	0.076	m	
	Y	0.076	m	
	k	0.381		
	n	1.58		

CALCULO	SIMBOLO	FORMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Carga piezométrica en Wc (tramo convergente)	Ha	$\sqrt[n]{Q_{max}/k}$	0.065	m	Despejando Q = KH ⁿ
Carga piezométrica en tramo contraído	Hb	$\sqrt[n]{Q_{min}/k}$	0.0117	m	
Ahogamiento		H_b/H_a	18.118	%	< 60 %, Cumple
Velocidad en la sección Wc	Vo	$\frac{Q}{Wc * Ha}$	0.247	m/s	
Carga total en la seccion Wc	Hc	$\frac{V_o^2}{2g} + Ha + M/4$	0.144	m	
Caudal específico en W	q	Q/W	0.033	m³/m/s	
Angulo e	θ	$\cos^{-1} \left[\frac{(-q * g)}{\left(\frac{2}{3} * g * Hc \right)^{1/5}} \right]$	2.478	rad	
Velocidad antes del resalto	V ₁	$2 \left[\left(\frac{2g * E_2}{3} \right)^{0.5} * \cos \left(\frac{\theta}{3} \right) \right]$	1.32	m/s	2.5 m/s - 3 m/s
Altura de agua antes del resalto	h ₁	$\frac{q}{V_1}$	0.025	m	
Froude	F	$\frac{V_1}{\sqrt{g * h_1}}$	2.646		Régimen Supercrítico
Altura de agua en el resalto	h ₂	$\frac{h_1}{2} \left[\sqrt{(1 + 8F^2)} - 1 \right]$	0.083	m	h1< h2, OK!!
Velocidad en el resalto	V ₂	$\frac{Q}{W * h_2}$	0.402	m/s	
Altura de agua en la sálica del canal	h ₃	$h_2 - (N - K)$	0.045	m	
Velocidad en la sección de sálica	V ₃	$\frac{Q}{C * h_3}$	0.287	m/s	
Pérdidas	hf	$\frac{(h_2 - h_1)^3}{4 * h_2 * h_1}$	0.023	m	

Fuente. Propia

Criterios, dimensiones y caudales de la canaleta Parshall

Ahogamiento		Hb/Ha < 60 %			Hb/Ha < 70 %								
Ln		7	15	22	30	45	60	90	120	150	180	210	240
W (cm)		7.6	15.2	22.9	30.5	45.7	61	91.5	122	152	183	213	244
A (cm)		46.7	62.1	88	137	145	152	168	183	198	213	229	244
2/3 A (cm)		31.1	41.4	58.7	91.4	96.5	102	112	122	132	142	152	163
Wc cm		19.8	31.5	46	66.5	83.6	120	135	170	204	239	273	308
B cm		45.7	61	86.4	134	134	150	165	179	194	209	224	239
C cm		17.8	39.4	38.1	61	76.2	91.4	122	152	183	213	244	274
D cm		25.9	39.7	57.5	84.5	103	150	157	194	230	267	333	340
E cm		61	61	76.2	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4
F cm		15.2	30.5	30.5	61	61	61	61	61	61	61	61	61
G cm		30.5	61	45.7	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91
K cm		2.5	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
N cm		5.7	11.4	11.4	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9
R cm		40.6	40.6	40.6	50.8	50.8	50.8	50.8	61	61	61	61	61
M cm		30.5	30.5	30.5	38.1	38.1	38.1	38.1	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7
P cm		76.8	90.2	108	149	168	185	222	171	308	344	381	417
X cm		2.5	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
Y cm		3.8	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
Caudal de Flujo Libre	Mínimo	0	0	0	0	0	0.01	0.02	0.04	0.05	0.07	0.09	0.1
	Máximo	0.05	0.11	0.25	0.46	0.7	0.94	1.43	1.92	2.42	2.93	3.44	3.95

Fuente: CEPIS

VALORES DE CALIBRACION.		
W cm	k	n
7.6	0.1765	1.547
15.2	0.381	1.58
22.9	0.535	1.53
30.5	0.69	1.522
45.7	1.054	1.538
61	1.426	1.55
92.5	2.182	1.556
122	2.935	1.578
152.5	3.728	1.587
183.2	4.515	1.595
213.5	5.306	1.601
244	6.101	1.606
30 - 240	$Q = 0.372 * W * (3.281 Ha)^{1.568} W^{0.026}$	
Nota: Los coeficientes de la ecuación anterior son K y n, siendo "n" los que se encuentran en forma		

Fuente: CEPIS

5.2.4.1.5 Tanque Imhoff:

Se propone 1 unidad de tratamiento primario de tanque Imhoff, tendrá las siguientes dimensiones: Ancho: 1.2 m, Largo: 2.5 m y una profundidad de 9.0 m.

El lodo extraído del tanque Imhoff se depositará en un área de lecho de secado dividido en dos partes. Las dimensiones del área del lecho de secado son: Largo total de 2.5 m, ancho total 5.0 m, el área total del lecho de secado es de 12.4 m² y dividido en dos secciones de 2.5 m cada una. El lecho de secado tendrá un muro de 0.40 m de altura como mínimo.

Los cálculos hidráulicos del tanque Imhoff y la estructura del lecho de secado de lodos se muestran en los siguientes cuadros.

De acuerdo a las características de las aguas residuales propuestos (según normas INAA para fuera de Managua) se espera una producción de lodos a extraer del tanque Imhoff de 4.967 m³ por cada 30 días. El retiro de lodo depende de la temperatura del medio ambiente en el agua residual. Esta se propone a extraer una vez cada 30 días.

Cuadro 13.Tanque Imhoff

CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD
Población	P		1,020	hab
Dotación	Dot		155	lppd
Sólidos en suspensión	SS		361.1	mg/l
DBO ₅ afluente	S _o		255.1	mg/l
Caudal medio	Q _m	$Q_m = \frac{P * Dot * 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$	0.002	m ³ /s
Carga per cápita de DBO ₅	q	S _o *(Dot*0.8)	31.632 0.032	grDBO/hab/día KgDBO/hab/día
Carga diaria de DBO	CTA	q*P	32.265	KgDBO/día
Coliformes fecales en el afluente	CFA		2.06E+07	NMP/100 ml
Porcentaje de Remoción de DBO	R		40	%
Concentración de DBO ₅ en afluente	S _o	$\frac{DBO \text{ por día}}{Q_m}$	220	mg /l
Concentración DBO en efluente	S	S _o - (R * S _o)	153.060	mg /l
Remoción de coliformes			20	%
Coliformes fecales en efluente	CFE	CFA - 15 % CFA	1.65E+07	NMP / 100 ml
CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN				
DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Carga superficial	Cs	1	m ³ /m ² /hr	1.0 - 1.7, INAA
Carga sobre el vertedero efluente		24	m ³ /m/hr	7 - 25, INAA
Tiempo de retención	Trs	2	hr	2-4, INAA
Velocidad horizontal del flujo	V _{flujo}	30	cm/min	INAA
Relación longitud/ancho (ΔL/Δb)	(ΔL/Δb)	2		INAA
Pendiente del fondo	z	1.5		INAA
Abertura de comunicación entre cámaras		25	cm	15 - 30, INAA
Proyección horizontal del saliente		25	cm	15 - 30, INAA
Número de sedimentadores	Ns	2		
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD
Volumen total de sedimentación	Vs	Q _m * Trs	12.226	m ³
Volumen por sedimentador	Vsu	$\frac{V_s}{N_s}$	6.113	m ³
Área superficial mínima de sedimentación	As	$\frac{Q_m}{C_s}$	6.113	m ²
Área superficial mínima por sedimentador	Asu	$\frac{A_s}{N_s}$	3.057	m ²
Ancho de sedimentador	Bs	$\sqrt{\frac{A_{su}}{(\Delta L / \Delta b)}}$	1.2	m
Longitud de sedimentador	Ls	Bs * (ΔL/Δb)	2.5	m
Área transversal rectangular de sedimentador	Ars	$\frac{V_{su} - (A_{ts} * L_s)}{L_s}$	1.90	m ²
Altura rectangular de sedimentador	Hrs	$\frac{A_{rs}}{B_s}$	1.54	m
Área transversal triangular de sedimentador	Ats	$\frac{B_s}{2} * H_{ts}$	0.57	m ²
Altura triangular de sedimentador	Hts	$\frac{B_s}{2} * z$	0.93	m
Área transversal total de cada sedimentador	ATS	Ars + Ats	2.47	m ²
Altura total de cada sedimentador	HTS	Hrs + Hts	2.46	m
Revisión de velocidad horizontal del flujo	V _{flujo}	$\frac{Q_m}{ATS * N_s}$	2.06	cm/min

Fuente. Propia

Continuación de cuadro 13 Tanque Imhoff

DEFLECTOR DE ESPUMA					
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Por debajo de la superficie		30	cm	INAA	
Por encima de la superficie		30	cm	INAA	
Borde libre	BL	60	cm	45 - 60, INAA	
ZONA DE VENTILACIÓN DE GASES					
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Anchura de abertura		1	m	> 1.00 m	
Separación entre sedimentadores		1	m	> 1.00 m	
Superficie en % del total		55	%	> 25 %	
CÁMARA DE DIGESTIÓN					
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Temperatura de agua	Ta	> 25	°C		
Factor de capacidad relativa	fcr	0.5		Ver Cuadro D-2-1b	
Tiempo de retención de lodos	Trc	30	días	Ver Cuadro D-2-1a	
Pendiente del fondo	a	2		INAA	
Tubería de extracción de lodos	ϕ	25	cm	20 - 30, INAA	
		0.15	m	Al fondo de tanque	
Número de cámaras	Nc	2	und		
CÁLCULO	SIMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Longitud de cada Cámara	Lc	$Lc = Ls$	2.47	m	
Volumen por cámara	Vcu	$\frac{70 * P * fcr}{1000}$	17.850	m³	OPS, CEPIS, 05 163, UNATSABAR
Base mayor de cámara de lodos	BMc	$= 2Bs + 2(Anchura de Abertura) + Separación entre Sedimentadores$	5.472	m	
Base menor de cámara de lodos	Bmc		1.000	m	
Altura en zona trapezoidal	Htc	$\frac{BMc - Bmc}{2 * a}$	1.118	m	
Volumen en zona trapezoidal	Vtc	$\left(\frac{Htc}{3} * \left[(BMc * Lc) + Bmc^2 + \sqrt{(BMc * Lc) * Bmc^2} \right] \right) / Nc$	3.393	m³	
Volumen en Zona Recta de cada Cámara	Vrc	$Vcu - Vtc$	14.457	m³	
Altura de lodos en zona recta de cada cámara	Hrc	$\frac{Vrc}{Lc * BMc}$	1.068	m	
Distancia libre hasta el nivel de lodos			435	cm	30 - 90, INAA
Profundidad total del tanque	HT		9.00	m	7.25 - 9.5, INAA
LECHO DE SECADO					
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Densidad de los odos	ρ _{lodo}	1.04	Kg/lt	CEPIS	
Solidos contenidos en los lodos	% Solidos	10	%	CEPIS	
Altura del lecho	Hl	0.4	m	0.2 - 0.4 m, CEPIS	
CÁLCULO	SIMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Carga de sólidos que ingresa al sedimentador	C	$Q_m * SS$	52.979	Kg de SS/día	
Masa de sólidos que conforman los sólidos	Msd	$0.325 * C$	17.218	Kg de SS/día	
Volumen diario de lodos digeridos	Vld	$\frac{Msd}{\rho_{lodos} * \left(\frac{\% Sólidos}{100} \right)}$	165.561	lts/día	
Volumen de lodos a extraerse del tanque	V _{extracción}	$V_{ld} * Trc$	4.967	m³	
Área del lecho de secado	Als	$\frac{V_{extracción}}{Hl}$	12.4	m²	
Ancho del lecho de secado	Bls		5.0	m	Asumido
Largo del lecho de secado	Lls	$\frac{Als}{Bls}$	2.5		

Al final del Apéndice D-2-1

Fuente. Propia

Criterio de temperatura de agua para tiempo de digestión en días y factor de capacidad relativa (Tanque Imhoff).

Temperatura de Agua °C	Tiempo de Digestión en Días
5	110
10	76
15	55
20	40
> 25	30
Cuadro D-2-1a	
Temperatura de Agua °C	Factor de Capacidad Relativa
5	2
10	1.4
15	1
20	0.7
> 25	0.5
Cuadro D-2-1b	

Fuente: OPS, CEPIS, Lima 2005

5.2.4.1.6 Biofiltro primario:

Se proponen dos Biofiltros con las siguientes dimensiones: ancho unitario 24.5 m, largo unitario de 51.4 m y largo total de 54.6 m

Los cálculos se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro 14. Biofiltro primario

DESCRIPCION.	SIMBOLO	FORMULAS	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Coliformes fecales en el afluente	CFA		1.65E+07	NMP/100 ml	
Coliformes fecales en el efluente	CFE		9.15E+02	NMP/100 ml	< 1.00E+03, Cumple
Coliformes fecales removidos	CF _{remov.}		99.994	%	
DBO ₅ afluente	S _o		153.06	mg/l	
DBO₅ efluente esperado	S		0.009	mg/l	< 30, Cumple
DBO ₅ removido	DBO _{5remov.}		99.994	%	
Caudal medio	Qm		0.002	m ³ /s	
			146.72	m ³ /d	
Medio filtrante		Grava media			
Porosidad	η		0.38		
Conductividad hidráulica	Ks		8000	m/día	
Profundidad media del humedal	Hm		0.77	m	0.40 - 0.85 m
Temperatura del aire en el mes más frío.	T _{aire}		25.8	°C	
Temperatura del agua en el mes más frío	Ta	$10.443 + (0.688 * T_{aire})$	28.2	°C	
Constante de biodegradación de la materia orgánica a 20°C	K _{20°C}	$1.839 * 37.31 * \eta^{4.172}$	1.211	d ⁻¹	
Constante de reacción de primer orden a temperatura ambiente	K _{d(Ta)}	$K_{20^{\circ}C} * 1.06^{(T_a - 20^{\circ}C)}$	1.953	d ⁻¹	
SUPERFICIE REQUERIDA					
Area superficial requerida	As	$\frac{Q_m * [\ln(S_o) - \ln(S)]}{K_{d(Ta)} * H_m * \eta}$	2518	m ²	
Tiempo de retención hidráulica	Tr	$\frac{A_s * H_m * \eta}{Q_m}$	5.02	días	
Carga orgánica	L _{org}	$\frac{S_o * H_m * \eta}{T_r}$	89.19	KgDBO/ha*día	< 112, Cumple
Carga hidráulica	CH	Q_m / A_s	582.69	m ³ /ha*d	470-1870, Cumple
DISEÑO GEOMÉTRICO					
Número de biofiltros	N		2	unid	
Superficie unitaria	Asu	$\frac{A_s}{N}$	1258.96	m ²	
Caudal unitario	Qmu		73.36	m ³ /día	
Pendiente del fondo del lecho	i		0.006	m/m	< 0.001 m/m
Relacion largo/ancho	L/B		2		
Ancho unitario	B	$\sqrt{\frac{A_{su}}{N}}$	24.5	m	
Largo unitario	L	A_{su} / B	51.4	m	
DETALLES GEOMÉTRICO					
Espesor de tierra superficial	Ht		0.10	m	0.05 - 0.15 m
Altura de borde libre	BL		0.20	m	0.2 - 0.9 m
Espesor del lecho filtrante en la entrada del biofiltro	H1	$H_m - (L/2 * i)$	0.63	m	
Profundidad del humedal en la entrada del biofiltro	He	$H_t + BL + H_1$	0.93	m	
Espesor del lecho filtrante en la salida del biofiltro	H2	$H_m + (L/2 * i)$	0.91	m	
Profundidad de salida del humedal	Hs	$H_t + BL + H_2$	1.21	m	
Talud a lo largo	zL		2/3		
Margen extra de longitud a la entrada del humedal	Le	H_1 / zL	1.39	m	
Margen extra de longitud a la salida del humedal	Ls	H_2 / zL	1.82	m	
Longitud total de biofiltro	Lt	$L + L_e + L_s$	54.6	m	
Talud de entrada del humedal	zB		2/3		
Margen extra de la base del humedal	Bm	H_1 / zB	1.39	m	
Talud a lo ancho de la salida del humedal	zB'	H_2 / B_m	1 1/7		

Fuente. Propia

5.3 Diseño de drenaje pluvial del proyecto

Para el diseño de drenaje pluvial con la ayuda del Software AUTO-CAD se determinaron las áreas de cada sub-cuenca del proyecto que se muestran a continuación.

Cuadro 15.Áreas de cada sub-cuencas (Ha)

Nº	Cuenca de drenaje	Área propia
		Ha
1	Drenaje externo	12.200
	Maleza, arbusto	10.370
	Área construida	1.830
2	Drenaje interno	
	Sub-área 1	0.425
	Maleza, arbusto	0.149
	Área construida	0.277
	Sub-área 2	1.656
	Maleza, arbusto	0.166
	Área construida	1.490
	Sub-área 3	1.467
	Maleza, arbusto	0.220
	Área construida	1.247
	Sub-área 4	0.854
	Maleza, arbusto	0.000
	Área construida	0.854
	Sub-área 5	0.445
	Maleza, arbusto	0.378
	Área construida	0.067
		4.846

Fuente. Software AUTO-CAD

Calculo del coeficiente de escurrimiento superficial en el drenaje externo:

En el drenaje externo se determinó las siguientes sub-áreas en: Maleza, arbusto y área construida.

Drenaje externo:

Maleza, arbusto $A_i=10.37$ Ha

$C_i=0.06$

Área construida $A_i=1.830$ Ha

$C_i=0.30$

$A=10.37$ Ha+ 1.830 Ha

$A=12.20$ Ha

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{A}$$
$$C = \frac{(0.06 \times 10.37 + 0.30 \times 1.830)}{(12.20)} = 0.096 \approx 0.10$$

Drenaje interno:

- Sub-área 1:

Maleza, arbusto $A_i=0.15$ Ha

$C_i=0.06$

Área construida $A_i=0.277$ Ha

$C_i=0.30$

$A=0.15$ Ha+ 0.277 Ha

$A=0.427$ Ha

$$C = \frac{(0.06 \times 0.15 + 0.30 \times 0.277)}{(0.427)} = 0.216 \approx 0.22$$

- Sub-área 2:

Maleza, arbusto $A_i=0.17$ Ha

$C_i=0.06$

Área construida $A_i=1.490$ Ha

$C_i=0.30$

$$A=0.17 \text{ Ha}+1.490 \text{ Ha}=1.66 \text{ Ha}$$

$$C = \frac{(0.06 \times 0.17 + 0.30 \times 1.490)}{(1.66)} = 0.275 \approx 0.28$$

- Sub-área 3:

Maleza, arbusto

$$A_i=0.22 \text{ Ha}$$

$$C_i=0.06$$

Área construida

$$A_i=1.247 \text{ Ha}$$

$$C_i=0.30$$

$$A=0.22 \text{ Ha}+ 1.247 \text{ Ha}=1.467 \text{ Ha}$$

$$C = \frac{(0.06 \times 0.22 + 0.30 \times 1.247)}{(1.467)} = 0.26$$

- Sub-área 4:

Maleza, arbusto

$$A_i=0.0 \text{ Ha}$$

$$C_i=0.06$$

Área construida

$$A_i=0.854 \text{ Ha}$$

$$C_i=0.30$$

$$A=0.0 \text{ Ha}+0.854 \text{ Ha}$$

$$A=0.854 \text{ Ha}$$

$$C = \frac{(0.06 \times 0.0 + 0.30 \times 0.854)}{(0.854)} = 0.30$$

- Sub-área 5:

Maleza, arbusto

$$A_i=0.38 \text{ Ha}$$

$$C_i=0.06$$

Área construida

$$A_i=0.067 \text{ Ha}$$

$$C_i=0.30$$

$$A=0.38 \text{ Ha}+0.067 \text{ Ha}$$

$$A=0.447 \text{ Ha}$$

$$C = \frac{(0.06 \times 0.38 + 0.30 \times 0.067)}{(0.447)} = 0.095 \approx 0.10$$

Área total de las sub-área en el drenaje interno:

$$A=0.427 \text{ Ha}+1.66 \text{ Ha}+1.467 \text{ Ha}+0.854 \text{ Ha}+0.447 \text{ Ha}=4.855 \text{ Ha}$$

Calculo del caudal en el drenaje externo (Q en m³/s):

En el drenaje externo se tiene los siguientes datos:

Intensidad de lluvia de: 97 mm/h

Área del drenaje externo: 12.20 Ha

Coeficiente de escorrentía: 0.10

$$Q = 0.002778 \times 0.10 \times 97 \times 12.20 = 0.328 \text{ m}^3/\text{s}$$

En el drenaje externo se tienen las siguientes elevaciones máxima y mínima, estos datos se obtuvieron del plano de drenaje con el Software AUTO-CAD.

Altura máxima: 597.10 m

Altura mínima: 596.19 m

Longitud: 439.60 m

Con los datos anteriores se calculó la pendiente de drenaje:

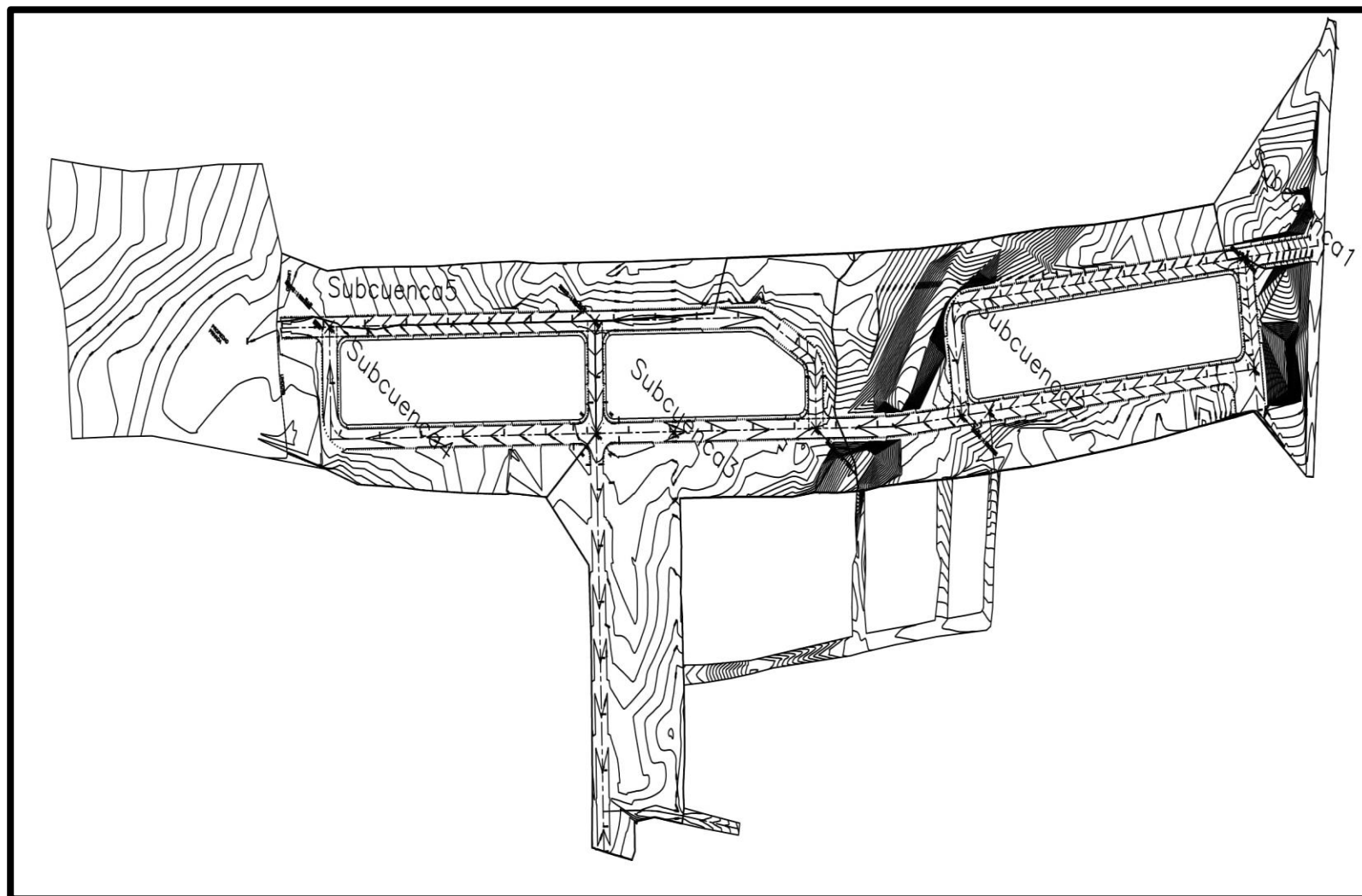
$$Pendiente = \left(\frac{597.10 \text{ m} - 596.19 \text{ m}}{439.60 \text{ m}} \right) (100) = 0.21 \%$$

Calculo del tiempo de concentración:

$$t_c = 0.0041 \times \left(\frac{3.28 \times 439.60}{\sqrt{\left(\frac{0.21}{100} \right)}} \right)^{0.77} = 11.92 \text{ minutos}$$

En el cuadro 16, se muestran los cálculos de caudal para el drenaje externo e interno, en la figura 6, se muestra la subdivisión de las subcuencas del proyecto

Figura 6. Esquema de subdivisión de las subcuencas del proyecto



Fuente. Propia

Cuadro 16. Calculo de caudal para el drenaje externo e interno

Nº	Cuenca de drenaje	Área propia	Us	Ts	Ps	C	Alt. Máxima	Alt. Mínima	Longitud	Pendiente	tc (minutos)		I	Q	Observación
		Ha					m	m			Calculado	Seleccionado			
1	Drenaje Externo	12.200	0.10	1.00	1.00	0.10	597.10	596.19	439.60	0.21	11.98	11.98	97.00	0.316	Caudal de entrada por drepesión natural
	Maleza, arbusto	10.370	0.06												
	Área construida	1.830	0.30												
2	Drenaje Interno														
	Sub-area 1	0.425	0.22	1.00	1.00	0.22			439.60			10.00	96.00	0.025	
	Maleza, arbusto	0.149	0.06												
	Área construida	0.277	0.30												
	Sub-area 2	1.656	0.28	1.00	1.00	0.28			1369.20			10.00	96.00	0.122	
	Maleza, arbusto	0.166	0.06												
	Área construida	1.490	0.30												
	Sub-area 3	1.467	0.26	1.00	1.00	0.26			1369.20			10.00	96.00	0.103	
	Maleza, arbusto	0.220	0.06												
	Área construida	1.247	0.30												
	Sub-area 4	0.854	0.30	1.00	1.00	0.30			1369.20			10.00	96.00	0.068	
	Maleza, arbusto	0.000	0.06												
	Área construida	0.854	0.30												
	Sub-area 5	0.445	0.10	1.00	1.00	0.10			1369.20			10.00	96.00	0.011	
	Maleza, arbusto	0.378	0.06												
	Área construida	0.067	0.30												
		4.846												0.329	

Fuente. Propia

En los siguientes cuadros se muestran las estructuras de infiltración para la sub-
 área 3, 4 y 5.

Cuadro 17. Estructura de infiltración para la sub-área 3

Parámetro	Valor	Unidad
Caudal a infiltrar 3	0.122	m ³ /s
	438.68	m ³ /h
Volumen producido en una hora	438.68	m ³
Numero de pozos	3	Unidades
Velocidad de Infiltración	3.96E-06	m/s
Diámetro del pozo	3.00	m
Profundidad efectiva	9.00	m
Profundidad total	10.00	m
Área lateral del pozo	84.82	m ²
Volumen de pozo	190.85	m ³
Capacidad de Infiltración	1.01E-03	m ³ /s
Volumen infiltrado en una hora	3.63E+00	m ³
Volumen retenido en una hora	1.91E+02	m ³
Volumen total	194.48	m ³
Porcentaje Infilt y retenido	44.33	%

Fuente. Propia

Cuadro 18.Estructura de infiltración para la sub-área 4

Parámetro	Valor	Unidad
Caudal a infiltrar 4	0.068	m³/s
	245.89	m³/h
Volumen producido en una hora	245.89	m³
Numero de pozos	3	Unidades
Velocidad de Infiltración	3.96E-06	m/s
Diámetro del pozo	3.00	m
Profundidad efectiva	9.00	m
Profundidad total	10.00	m
Área lateral del pozo	84.82	m²
Volumen de pozo	190.85	m³
Capacidad de Infiltración	1.01E-03	m³/s
Volumen infiltrado en una hora	3.63E+00	m³
Volumen retenido en una hora	1.91E+02	m³
Volumen total	194.48	m³
Porcentaje Infilt y retenido	79.09	%

Fuente. Propia

Cuadro 19. Estructura de infiltración para la sub-área 5

Parámetro	Valor	Unidad
Caudal a infiltrar 5	0.011	m³/s
	41.02	m³/h
Volumen producido en una hora	41.02	m³
Numero de pozos	1	Unidades
Velocidad de Infiltración	3.96E-06	m/s
Diámetro del pozo	3.00	m
Profundidad efectiva	5.00	m
Profundidad total	6.00	m
Área lateral del pozo	47.12	m²
Volumen de pozo	35.34	m³
Capacidad de Infiltración	1.87E-04	m³/s
Volumen infiltrado en una hora	6.72E-01	m³
Volumen retenido en una hora	3.53E+01	m³
Volumen total	36.01	m³
Porcentaje Infilt y retenido	87.79	%

Fuente. Propia

5.4 Presupuesto del proyecto

El costo total del proyecto sistema de abastecimiento de agua potable, drenaje sanitario y pluvial de la urbanización “Bosques de Diriangén, municipio de Diriamba, departamento de Carazo es de C\$ 42, 047,618.46 (cuarenta y dos millones, cuarenta y siete mil, seiscientos dieciocho con 46/100) córdobas.

Capítulo VI Conclusiones y recomendaciones

Capítulo VI Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

En base a los objetivos planteados puede concluirse que el propósito del estudio ha sido alcanzado, teniendo los siguientes indicadores:

1. El levantamiento topográfico, proporcionó la configuración altiplanimétrica del terreno, y a partir del diseño urbano, se estableció la configuración de la red, las cotas de cada nodo y las distancias de los tramos de las tuberías del proyecto.
2. Se eligió el diámetro de la tubería de conducción de 150 mm de diámetro en toda la red.
3. Los elementos que componen el sistema de la red de distribución, se diseñaron de acuerdo a los datos arrojados por el estudio y bajo criterios hidráulicos.
4. El diámetro completo comprende: Red de recolección de tubería de 200 mm de diámetro.
5. Todos los componentes del sistema cumplen con las normas mínimas de seguridad y funcionamiento establecidas en las normas y fueron tomadas en cuenta en los procesos de cálculos para los dimensionamientos correspondientes.
6. Los componentes fueron creados de tal manera que los gastos operativos sean los mínimos y así mismo se cumpla con el requisito de facilidad de operación y mantenimiento que requiere ENACAL.
7. Luego el tratamiento de las aguas se desea realizar el depósito finalmente un efluente que verterá en un cauce natural para que esta realice un recorrido natural.
8. Finalmente en el sistema de drenaje pluvial se tiene que en la sub-área 3 se tiene el mayor volumen producido en una hora de 438.68 m³ en el cual se tendrán 3 pozos de infiltración de lo cual se tendrá un total de 7 pozos de infiltración
9. Finalmente se concluye que el proyecto tendrá un costo de C\$ 42, 047,618.46 (cuarenta y dos millones, cuarenta y siete mil, seiscientos dieciocho con 46/100) córdobas.

6.2 Recomendaciones

1. ENACAL en coordinación con la municipalidad y los pobladores, deben darle el mantenimiento adecuado al sistema, para que pueda funcionar eficientemente durante el período de diseño.
2. En el momento de la ejecución del proyecto, se debe garantizar la supervisión, para que se cumplan las normas constructivas que especifican los planos.
3. Para la ejecución de la obra es importante sugerir que se utilice mano de obra de la zona, esto para minimizar los costos de la obra.
4. Debido a que la mayoría de las urbanizadoras edifican por etapas, se recomienda realizar las construcciones de la planta de tratamiento en su totalidad desde un inicio y luego se vayan entrando en operación los diferentes módulos según la demanda, esto con el fin de garantizar desde un inicio la correcta conformación y construcción de las cárcavas y evitar filtraciones entre los módulos.
5. Se recomienda iniciar la urbanización con los sectores del norte que pueden drenar por gravedad.
6. Se recomiendan puntualizar bien con las instituciones la recolección y de posición de los lodos producidos, principalmente por los tanques Imhoff, ya que este sistema tiene buena eficiencia en cuanto al procesamiento de las aguas pero produce mucha cantidad de lodo lo cual puede causar problemas de olores en los alrededores del área destinada para la planta.

Bibliografía

1. Instituto de Nacional de Información de Desarrollo, INIDE.
2. Hidrología Aplicada, Ven te Chow.
3. Fundamentos de Hidrología, Aparicio Mijares.
4. Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99).
5. Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado; Lima, 2005; OPS/CEPIS/05.169, UNATSABAR.
6. Comisión Nacional del Agua, Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Alcantarillado sanitario. Coyoacán, México, D.F.
7. Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales, INAA.
8. Reglamento de Drenaje Pluvial para el área del municipio de Managua.
9. Manual para la revisión de estudios hidrotécnicos de drenaje menor, MTI.

ANEXOS

ANEXO A Resultados de la red de alcantarillado y tubería de descarga

Cuadro 1 Resultados de red de alcantarillado sanitario

Tramo		N° lotes tributarios	N° de lotes acum	Densidad	Población	Dotación	Factor de Retorno	Prod. A.R.	Q prom	FH		Qmáximo	Longitud (m)		Factor Infilt	Qinfiltración	
Ni	Nf			habit./viv.	habitantes	l/p-d		l/p-d	l/s	Calculado	Seleccionado	l/s	propia	Acumulada		Propio (l/s)	Acumul (l/s)
PVS10	PVS9	4	4	5	20	100	0.8	80	0.02	4.38	3	0.06	32.91	33	0.00003	0.001	0.001
PVS9	PVS8	11	15	5	75	100	0.8	80	0.07	4.28	3	0.21	40.00	73	0.00003	0.002	0.004
PVS8	PVS7	11	26	5	130	100	0.8	80	0.12	4.21	3	0.36	71.00	144	0.00003	0.005	0.008
PVS7	PVS6	14	40	5	200	100	0.8	80	0.19	4.15	3	0.56	71	215	0.00003	0.007	0.015
PVS9	PVS17	18	18	5	90	100	0.8	80	0.08	4.26	3	0.25	71	71	0.00003	0.002	0.018
PVS17	PVS16	17	35	5	175	100	0.8	80	0.16	4.17	3	0.49	75.84	147	0.00003	0.005	0.023
PVS16	PVS6	4	39	5	195	100	0.8	80	0.18	4.15	3	0.54	31.5	178	0.00003	0.006	0.029
PVS6	PVS5	1	80	5	400	100	0.8	80	0.37	4.02	3	1.11	70.44	464	0.00003	0.015	0.044
PVS5	PVS4	12	92	5	460	100	0.8	80	0.43	3.99	3	1.28	53.38	517	0.00003	0.017	0.061
PVS4	PVS3	11	103	5	515	100	0.8	80	0.48	3.97	3	1.43	53.38	570	0.00003	0.019	0.080
PVS13	PVS3	4	4	5	20	100	0.8	80	0.02	4.38	3	0.06	40	40	0.00003	0.001	0.082
PVS19	PVS18	6	6	5	30	100	0.8	80	0.03	4.35	3	0.08	67.3	67	0.00003	0.002	0.084
PVS18	PVS3	6	12	5	60	100	0.8	80	0.06	4.30	3	0.17	67.3	135	0.00003	0.004	0.088
PVS3	PVS2	18	137	5	685	100	0.8	80	0.63	3.90	3	1.90	64	809	0.00003	0.027	0.115
PVS2	PVS1	8	145	5	725	100	0.8	80	0.67	3.89	3	2.01	55.5	865	0.00003	0.029	0.144
PVS5	PVS15	2	2	5	10	100	0.8	80	0.01	4.41	3	0.03	24.65	25	0.00003	0.001	0.145
PVS15	PVS14	2	4	5	20	100	0.8	80	0.02	4.38	3	0.06	29.48	54	0.00003	0.002	0.147
PVS14	PVS13	17	21	5	105	100	0.8	80	0.10	4.24	3	0.29	80.86	135	0.00003	0.004	0.151
PVS13	PVS12	17	38	5	190	100	0.8	80	0.18	4.16	3	0.53	64	199	0.00003	0.007	0.158
PVS12	PVS11	16	54	5	270	100	0.8	80	0.25	4.10	3	0.75	64	263	0.00003	0.009	0.167
PVS11	PVS1	5	59	5	295	100	0.8	80	0.27	4.08	3	0.82	44.75	308	0.00003	0.010	0.177
PVS1	PVS0	0	204	5	1020	100	0.8	80	0.94	3.79	3	2.83	10	1182	0.00003	0.039	0.216

Fuente. Propia

Continuación del cuadro 1 Resultados de Red de alcantarillado sanitario

Qdiseño	Elevación del terreno (m)		Pendiente (%)		Diámetro (mm)		Q _{II}	V _{II}	Q/Q _{II}	V/V _{II}	d/D	R/R _{II}	V	0.25 V ² /2g		Elevación de fondo (m)		Profundidad (m)	
I/s	Ni	Nf	Terreno	Tubería	Calculado	Selecc	I/s	m/s					m/s	Calculado	Selecc.	Ni	Nf	Ni	Nf
0.06	591.00	592.36	-4.13	0.50	18	150	15.55	0.88	0.00	0.326	0.072	0.186	0.29	0.001	0.03	589.65	589.49	1.35	2.87
0.21	592.36	591.63	1.83	1.83	23	150	29.72	1.68	0.01	0.326	0.072	0.186	0.55	0.004	0.03	589.46	588.73	2.90	2.90
0.37	591.63	590.71	1.30	1.30	31	150	25.04	1.42	0.01	0.398	0.099	0.291	0.56	0.004	0.03	588.70	587.78	2.93	2.93
0.57	590.71	589.30	1.99	1.99	34	150	31.00	1.75	0.02	0.448	0.119	0.300	0.79	0.008	0.03	587.75	586.34	2.96	2.96
0.27	592.36	591.40	1.35	1.35	27	150	25.58	1.45	0.01	0.398	0.099	0.291	0.58	0.004	0.03	591.01	590.05	1.35	1.35
0.51	591.40	590.00	1.85	1.85	33	150	29.89	1.69	0.02	0.398	0.099	0.291	0.67	0.006	0.03	590.02	588.62	1.38	1.38
0.57	590.00	589.30	2.22	2.22	33	150	32.79	1.86	0.02	0.448	0.119	0.300	0.83	0.009	0.03	588.59	587.89	1.41	1.41
1.16	589.30	588.34	1.36	1.36	47	150	25.68	1.45	0.04	0.576	0.179	0.437	0.84	0.009	0.03	587.86	586.90	1.44	1.44
1.34	588.34	588.55	-0.39	0.50	60	150	15.55	0.88	0.09	0.690	0.244	0.573	0.61	0.005	0.03	586.87	586.60	1.47	1.95
1.51	588.55	588.69	-0.26	0.50	63	150	15.55	0.88	0.10	0.720	0.252	0.611	0.63	0.005	0.03	586.57	586.31	1.98	2.38
0.14	589.64	588.69	2.37	2.37	19	150	33.90	1.92	0.00	0.326	0.072	0.186	0.63	0.005	0.03	588.29	587.34	1.35	1.35
0.17	587.18	587.93	-1.11	0.50	27	150	15.55	0.88	0.01	0.326	0.072	0.186	0.29	0.001	0.03	585.83	585.49	1.35	2.44
0.26	587.93	588.69	-1.13	0.50	32	150	15.55	0.88	0.02	0.398	0.099	0.291	0.35	0.002	0.03	585.46	585.13	2.47	3.56
2.02	588.69	587.81	1.38	1.00	61	150	22.00	1.24	0.09	0.705	0.253	0.592	0.88	0.010	0.03	585.46	584.82	3.23	2.99
2.16	587.81	587.00	1.46	1.46	59	150	26.58	1.50	0.08	0.690	0.244	0.573	1.04	0.014	0.03	585.46	584.65	2.35	2.35
0.17	588.34	589.00	-2.68	0.50	28	150	15.55	0.88	0.01	0.326	0.072	0.186	0.29	0.001	0.03	586.99	586.87	1.35	2.13
0.20	589.00	589.68	-2.31	0.50	29	150	15.55	0.88	0.01	0.326	0.072	0.186	0.29	0.001	0.03	586.84	586.69	2.16	2.99
0.44	589.68	589.64	0.05	0.50	39	150	15.55	0.88	0.03	0.448	0.137	0.341	0.39	0.002	0.03	586.66	586.26	3.02	3.38
0.69	589.64	587.96	2.62	1.00	41	150	22.00	1.24	0.03	0.448	0.137	0.341	0.56	0.004	0.03	586.23	585.59	3.41	2.37
0.92	587.96	586.86	1.72	1.00	46	150	22.00	1.24	0.04	0.551	0.167	0.409	0.69	0.006	0.03	585.56	584.92	2.40	1.94
1.00	586.86	587.00	-0.31	0.50	54	150	15.55	0.88	0.06	0.620	0.203	0.488	0.55	0.004	0.03	584.89	584.66	1.97	2.34
3.05	587.00	0.00	5870.00	5870.00	14	150	1685.39	95.37	0.00				0.00	0.000	0.03	584.63	-2.37	2.37	2.37

Fuente. Propia

Cuadro 2 Tubería de descarga

Tramo		Longitud (m)		Factor Infilt	Qinfiltración	Qdiseño	Tramo		Elevación del terreno (m)		Pendiente (%)		Diámetro (mm)		Q _{II}	V _{II}	Q/Q _{II}
Ni	Nf	propia	Acumulada		l/s	l/s	Ni	Nf	Ni	Nf	Terreno	Tubería	Calculado	Selecc	l/s	m/s	
PVS1d	PVS2d	12.36	12.36	0.00003	0.000	3.05	PVS1d	PVS2d	100.04	100.02	0.16	0.50	81.4	200	33.50	1.07	0.09
PVS2d	PVS3d	72.35	84.71	0.00003	0.003	3.05	PVS2d	PVS3d	100.02	99.52	0.69	0.50	81.5	200	33.50	1.07	0.09
PVS3d	PVS4d	49.62	134.33	0.00003	0.004	3.06	PVS3d	PVS4d	99.52	99.18	0.69	0.72	76.1	200	40.20	1.28	0.08
PVS4d	PVS5d	23.28	157.61	0.00003	0.005	3.06	PVS4d	PVS5d	99.18	98.90	1.20	1.05	71.0	200	48.55	1.55	0.06
PVS5d	PVS6d	74.01	231.62	0.00003	0.008	3.07	PVS5d	PVS6d	98.90	98.09	1.09	1.20	69.3	200	51.90	1.65	0.06
PVS6d	PVS7d	73.63	305.25	0.00003	0.010	3.08	PVS6d	PVS7d	98.09	97.40	0.94	1.00	71.8	200	47.38	1.51	0.07
PVS7d	PVS8d	65.99	371.24	0.00003	0.012	3.09	PVS7d	PVS8d	97.40	95.94	2.21	1.95	63.4	200	66.16	2.11	0.05
PVS8d	PVS9d	86.58	457.82	0.00003	0.015	3.11	PVS8d	PVS9d	95.94	94.35	1.84	1.81	64.4	200	63.74	2.03	0.05
PVS9d	PVS10d	41.19	499.01	0.00003	0.017	3.12	PVS9d	PVS10d	94.35	94.26	0.22	0.50	82.2	200	33.50	1.07	0.09
PVS10d	PVS11d	77.00	576.01	0.00003	0.019	3.14	PVS10d	PVS11d	94.26	92.15	2.74	2.51	60.9	200	75.06	2.39	0.04
PVS11d	PVS12d	64.68	640.69	0.00003	0.021	3.17	PVS11d	PVS12d	92.15	94.00	-2.86	0.50	82.6	200	33.50	1.07	0.09
PVS12d	PVS13d	13.00	653.69	0.00003	0.022	3.19	PVS12d	PVS13d	94.00	94.30	-2.31	0.50	82.8	200	33.50	1.07	0.10

Fuente. Propia

Continuación del cuadro 2 Tubería de descarga

Tramo		V/V _{II}	d/D	R/R _{II}	V	0.25 V ² /2g		Elevación de fondo (m)		Profundidad (m)		Prof. media
Ni	Nf				m/s	Calculado	Seleccionado	Ni	Nf	Ni	Nf	m
PVS1d	PVS2d	0.292	0.092	0.239	0.31	0.001	0.03	98.79	98.73	1.25	1.29	1.27
PVS2d	PVS3d	0.292	0.092	0.239	0.31	0.001	0.03	98.68	98.32	1.34	1.20	1.27
PVS3d	PVS4d	0.362	0.124	0.315	0.46	0.003	0.03	98.27	97.91	1.25	1.27	1.26
PVS4d	PVS5d	0.362	0.124	0.315	0.56	0.004	0.03	97.86	97.61	1.32	1.29	1.30
PVS5d	PVS6d	0.362	0.124	0.315	0.60	0.005	0.03	97.56	96.677	1.34	1.41	1.37
PVS6d	PVS7d	0.427	0.165	0.410	0.64	0.005	0.03	96.65	95.910	1.44	1.49	1.47
PVS7d	PVS8d	0.672	0.362	0.795	1.42	0.026	0.03	95.88	94.594	1.52	1.35	1.43
PVS8d	PVS9d	0.656	0.346	0.768	1.33	0.023	0.03	94.56	92.996	1.38	1.35	1.37
PVS9d	PVS10d	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.03	92.97	92.760	1.38	1.50	1.44
PVS10d	PVS11d	0.292	0.092	0.239	0.70	0.006	0.03	92.73	90.798	1.53	1.35	1.44
PVS11d	PVS12d	0.624	0.315	0.716	0.67	0.006	0.03	90.77	90.444	1.38	3.56	2.47
PVS12d	PVS13d	0.624	0.315	0.716	0.67	0.006	0.03	90.41	90.349	3.59	3.95	3.77

Fuente. Propia

ANEXO B Planos del proyecto

ANEXO C Resultados de análisis de canales para el drenaje pluvial usando el software HCANALES

Figura 1 Análisis de canal para el drenaje pluvial en la sub-área 3

Lugar:	Municipio de Diriamba	Proyecto:	Canal "Bosques de Diriangén"
Tramo:	Sub-área 3	Revestimiento:	Concreto

Datos:

Caudal (Q):	0.122	m ³ /s
Ancho de solera (b):	0	m
Talud (Z):	2	

Resultados:

Tirante crítico (y):	0.2386	m	Perímetro (p):	1.0672	m
Área hidráulica (A):	0.1139	m ²	Radio hidráulico (R):	0.1067	m
Espejo de agua (T):	0.9546	m	Velocidad (v):	1.0711	m/s
Número de Froude (F):	1.0000		Energía específica (E):	0.2971	m-Kg/Kg

Calcular

Limpiar Pantalla

Imprimir

Menú Principal

Calculadora

Fuente: H CANALES

Figura 2 Análisis de canal para el drenaje pluvial en la sub-área 4

Lugar:	Municipio de Diriamba	Proyecto:	Canal "Bosques de Diriangén"
Tramo:	Sub-área 4	Revestimiento:	Concreto

Datos:

Caudal (Q):	0.068	m ³ /s
Ancho de solera (b):	0	m
Talud (Z):	2	

Resultados:

Tirante crítico (y):	0.1890	m	Perímetro (p):	0.8453	m
Área hidráulica (A):	0.0715	m ²	Radio hidráulico (R):	0.0845	m
Espejo de agua (T):	0.7561	m	Velocidad (v):	0.9516	m/s
Número de Froude (F):	1.0000		Energía específica (E):	0.2352	m-Kg/Kg

Calcular

Limpiar Pantalla

Imprimir

Menú Principal

Calculadora

Fuente: H CANALES

Figura 3 Análisis de canal para el drenaje pluvial en la sub-área 5


<p>Lugar: <input type="text" value="Municipio de Diriamba"/></p> <p>Tramo: <input type="text" value="Sub-área 5"/></p>	<p>Proyecto: <input bosques="" de="" diriangén""="" type="text" value="Irrigación "/></p> <p>Revestimiento: <input type="text" value="Concreto"/></p>
--	---

Datos:

Caudal (Q): m³/s

Ancho de solera (b): m

Talud (Z):



Resultados:

Tirante crítico (y): m

Área hidráulica (A): m²

Espejo de agua (T): m


Número de Froude (F):


Perímetro (p): m


Radio hidráulico (R): m


Velocidad (v): m/s


Energía específica (E): m-Kg/Kg


 Calcular


 Limpiar Pantalla


 Imprimir


 Menú Principal


 Calculadora

Fuente: H CANALES

ANEXO D Costo y presupuesto del proyecto

Cuadro 3 Costo y presupuesto de la red del sistema de abastecimiento de agua potable

ETAPA	SUB ETAPA	DESCRIPCION	U/M	CANT	COSTO C\$	
					UNIT	TOTAL
1		PRELIMINARES	Glb			C\$62,346.52
	1.1	Limpieza Inicial	m ²	102.096	12.1	1,235.36
	1.2	Trazo y nivelacion	m	4,480.29	13.64	61,111.16
2		SISTEMAS DE RECOLECTORAS	Glb			C\$1,993,678.52
	2.1	TUBERIA DE 6"				745,499.46
	2.1.1	Excavacion,Relleno y compactacion	m ³			C\$114,999.79
	2.1.1.1	Profundidad de 0.00 a 1.50 m	m ³	242.421	159.95	38,775.24
	2.1.1.2	Profundidad de 1.50 a 2.00 m	m ³	463.512	164.45	76,224.55
	2.1.2	Suministro e Instalacion	m	1,090.31	671	731,598.01
	2.1.3	Prueba de tuberías	m	1,090.31	12.75	13,901.45
	2.2	TUBERIA DE 6"				818,550.23
		Excavacion,Relleno y compactacion	m ³			C\$314,629.04
	2.2.1	Profundidad de 0.00 a 1.50 m	m ³	168.2978	175.945	29,611.15
	2.2.2	Profundidad de 1.50 a 2.00 m	m ³	1575.599	180.895	285,017.89
	2.3	Suministro e Instalacion	m	1,090.31	737	803,558.47
	2.4	Prueba de tuberías	m	1,090.31	13.75	14,991.76
3		CONEXIONES DOMICILIARES	c/u	C\$204.00		C\$153,004.00
	3.1	TUBERIA DE 1/2"				76,502.00
	3.1.1	Conex.Cortas (0.0 -3.5 m)	c/u	115	512	58,880.00
	3.1.2	Conex.Largas (3.5-5.5 m)	c/u	89	198	17,622.00
4		ROTURA Y REPOSICION DE CARPETA				C\$2,745,582.95
	4.1	Adoquinado	m ²	4750.275	577.984	2,745,582.95
5		MITIGACION DE IMPACTOS				C\$27,500.00
	5.1	Medidas de prevencion de accidentes	Glb	1	27,500.00	27,500.00
6		LIMPIEZA FINAL	m ²	4480.29	120.00	C\$537,634.80
d) TOTAL						C\$5,519,746.78
e) Costo unitario directo						
f)Costo Unitario directo (15% d)						827,962.02
g) costo unitario de administracion y utilidad (10% d)						551,974.68
h) Precio de venta sin impuesto (d+f+g)						6,899,683.48
i)Impuesto a la Alcaldía (1% de h)						68,996.83
j) Impuesto general de Venta (15% de h+i)						1,045,302.05
k) Precio de venta con impuesto (h+i+j)						C\$8,013,982.36

Fuente. Propia

Cuadro 4 Costo y presupuesto de la red de drenaje pluvial

ETAPA	DESCRIPCION	U/M	CANT	COSTO C\$	
				UNIT	TOTAL
	PRELIMINARES	GLB			C\$16,651.96
1	Limpieza Inicial	m ²	102.096	12.1	1,235.36
	Trazo y nivelacion	m	1,130.25	13.64	15,416.60
	Cajas	C/U	9.00		C\$97,804.14
2	Excavación para cajas	C/U	40.28	164.80	6,638.14
	Caja de 2.26 mx 0.36 m x1.10 m	C/U	1.00	11984.41	11,984.41
	Caja de 3.20 mx 0.82 m x1.60 m	C/U	3.00	6524.78	19,574.34
	Caja de 3.30 mx 0.63 m x1.10 m	C/U	4.00	10676.73	42,706.92
	Caja de 3.50 mx0.89x1.60 m	C/U	1.00	13840.01	13,840.01
	Botar material sobrante	m ³	49.36	62.00	3,060.32
	Tragantes	C/U	171.00		C\$1,532,443.76
3	Excavación para Tragantes	m ³	80.68	74.70	6,026.80
	Tragantes	C/U	171.00	4489.66	767,731.86
	Relleno para Tragantes con Material Excavado	m ³	15.60	155.35	2,423.46
	Botar material sobrante	m ³	88.10	62.00	5,462.20
	Rejilla de Hierro	C/U	171.00	4390.64	750,799.44
	Tubería Tragante-PVP	M	1130.25		C\$519,252.81
4	Excavación	m ³	114.90	175.945	8,583.03
	Tubería de concreto de 6" de Ø (incluye transporte)	m	816.58	180.895	434,926.84
	Cama de arena	m ³	30.48	737	14,950.44
	Relleno con Material Excavado	m ³	357.69		55,567.14
	Botar material sobrante	m ³	84.28	13.75	5,225.36
5	Pozo de infiltración	C/U	9.00	202.34	C\$128,728.66
	Mitigación de Impactos				C\$27,500.00
6	Medidas de prevención de accidentes	Glb	1.00	27,500.00	27,500.00
	Limpieza y Entrega Final	M	5363.72		C\$60,437.20
7	LimpiezaFinal	m	5363.72	10.00	53637.20
	Entrga y Detalles	GLB	1.00	6800.00	6800.00
d) TOTAL					C\$2,382,818.53
e) Costo unitario directo					
f)Costo Unitario directo (15% d)					357,422.78
g) costo unitario de administración y utilidad (10% d)					238,281.85
h) Precio de venta sin impuesto (d+f+g)					2,978,523.17
i)Impuesto a la Alcaldía (1% de h)					29,785.23
j) Impuesto general de Venta (15% de h+i)					451,246.26
k) Precio de venta con impuesto (h+i+j)					C\$3,459,554.66

Fuente. Propia

Cuadro 5 Costo y presupuesto de la red de alcantarillado sanitario

ETAPA	SUB ETAPA	DESCRIPCION	U/M	CANT	COSTO C\$	
					UNIT	TOTAL
1		PRELIMINARES	Glb			C\$79,371.97
	1.1	Limpieza Inicial	m ²	102.096	12.1	1,235.36
	1.2	Trazo y nivelacion	m	5,728.49	13.64	78,136.60
2		SISTEMAS DE RECOLECTORAS	Glb			C\$3,638,340.16
	2.1	TUBERIA DE 6"				3,498,346.98
	2.2	TUBERIA DE 8"				
	2.1.1	Excavacion,Relleno y compactacion	m ³			C\$139,993.18
	2.1.1.1	Profundidad de 0.00 a 1.50 m	m ³	242.421	159.95	38,775.24
	2.1.1.2	Profundidad de 1.50 a 2.00 m	m ³	463.512	164.45	76,224.55
	2.1.1.3	Profundidad de 2.00 a 2.50 m	m ³	84.888	172.05	14,604.98
	2.1.1.4	Profundidad de 2.50 a 3.00 m	m ³	54.604	190.25	10,388.41
	2.1.2	Suministro e Instalacion de 6"	m	4,809.22	712.24	3,425,308.73
	2.1.3	Suministro e Instalacion de 8"	m	919.27	1045.40	961,007.23
3	2.1.4	Prueba de tuberías	m	5,728.49	12.75	73,038.25
		OBRAS PARA REGISTRO	Glb			C\$574,699.35
	3.1	POZOS DE VISITA SANITARIO				
	3.1.1	Profundidad de 0.00 a 1.50 m	c/u	9	7,856.33	70,706.99
	3.1.2	Profundidad de 1.50 a 2.00 m	c/u	7	9,223.80	64,566.58
	3.1.3	Profundidad de 2.00 a 2.50 m	c/u	17	10,046.15	170,784.48
	3.1.4	Profundidad de 2.50 a 3.00 m	c/u	5	12,318.06	61,590.32
4	3.1.5	Profundidad de 3.00 a 3.50 m	c/u	12	17,254.25	207,050.98
		CONEXIONES DOMICILIARES	c/u	C\$204.00		C\$74,595.24
	4.1	A Colector de 6"				35,514.00
	4.1.1	Conex.Cortas (0.0 -3.5 m)	c/u	45	512	23,040.00
	4.1.2	Conex.Largas (3.5-5.5 m)	c/u	63	198	12,474.00
	4.2	A Colector de 8"				35,710.00
	4.2.2	Conex.Cortas (0.0 -3.5 m)	c/u	34	640	21,760.00
	4.2.3	Conex.Largas (3.5-5.5 m)	c/u	62	225	13,950.00
	4.2	CAJAS DE REGISTRO				
5	4.2.1	Cajas de Concreto	c/u	204	3167.24	3,371.24
		ROTURA Y REPOSICION DE CARPETA				C\$2,745,582.95
6	5.1	Adoquinado	m ²	4750.275	577.984	2,745,582.95
7		MITIGACION DE IMPACTOS				C\$27,500.00
	6.1	Medidas de prevencion de accidentes	Glb	1	27,500.00	27,500.00
7		LIMPIEZA FINAL	m ²	5728.49	120.00	C\$687,418.80
d) TOTAL						C\$7,827,508.46
e) Costo unitario directo						
f)Costo Unitario directo (15% d)						1,174,126.27
g) costo unitario de administracion y utilidad (10% d)						782,750.85
h) Precio de venta sin impuesto (d+f+g)						9,784,385.57
i)Impuesto a la Alcaldia (1% de h)						97,843.86
j) Impuesto general de Venta (15% de h+i)						1,482,334.41
k) Precio de venta con impuesto (h+i+j)						11,364,563.84

Fuente. Propia

Cuadro 6 Costo y presupuesto del tratamiento preliminar

ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO(C\$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		Limpieza inicial		Global		
	1.1	limpieza General del Todo el Campo de Tratamiento	921.14	m ²		
	1.2	Trazado y Nivelacion de Obras Preliminares		m		
	1.3	Excavacion,Relleno y Compactacion		m ³		
2.0		Construccion de Canal				C\$4,563.56
	2.1	Cemento	6	Bolsas	240	1,440.00
	2.2	Arena	0.44	m ³	700	308.00
	2.3	Grava	0.65	m ³	900	585.00
	2.4	Varilla de Acero 3/8"	53.71	lbs	16.00	859.36
	2.5	Varilla de Acero 1/4"	37.6	lbs	16.00	601.60
	2.6	Alambre Acero N0 18	2.7	lbs	25	67.50
	2.7	Formaleta	1.16	m ²	210	243.60
	2.8	Mano de Obra	1.31	m ²	350	458.50
3.0		Construccion de Reja				C\$10,758.58
	3.1	Cemento	1.62	Bolsas	240	388.80
	3.2	Arena	0.223	m ³	700	156.10
	3.3	Grava	0.244	m ³	900	219.60
	3.4	Varilla de Acero 3/8"	8.48	lbs	16	135.68
	3.5	Varilla de Acero 1/4"	7.4	lbs	16	118.40
	3.6	Platina Metalica 3/4" * 3/16"	1	Unidad	800	800.00
	3.7	Lamina Metalica 1/4"	697.5	pulg ²	12.00	8,370.00
	3.8	Electrodos Soldadores	1	Caja	500	500.00
	3.9	Mano de Obra	1	Unidad	70	70.00
4.0		Construccion de Desarenador				C\$39,692.16
	4.1	Cemento	31	Bolsas	240	7,440.00
	4.2	Arena	3	m ³	700	2,100.00
	4.3	Grava	3.18	m ³	900	2,862.00
	4.4	Varilla de Acero 3/8"	439.26	lbs	16	7,028.16
	4.5	Varilla de Acero 1/4"	175.7	lbs	16	2,811.20
	4.6	Alambre Acero N0 18	22	lbs	25	550.00
	4.7	Formaleta	30.18	m ²	210	6,337.80
	4.8	Mano de Obra	30.18	m ²	350	10,563.00
5.0		Medidor Parshall				C\$19,276.16
	5.1	Cemento	7	Bolsas	240	1,680.00
	5.2	Arena	0.45	m ³	700	315.00
	5.3	Grava	0.91	m ³	900	819.00
	5.4	Varilla de Acero 3/8"	38.89	lbs	16	622.24
	5.5	Varilla de Acero 1/4"	27.22	lbs	16	435.52
	5.6	Formaleta	1.74	m ²	210	365.40
	5.7	Mano de Obra	1.74	m ²	350	609.00
	5.8	Medidor Parshall Prefabricado	1	Unidad	14430	14,430.00
6.0		Caja de Recoleccion y Distribucion				C\$9,606.90
	6.1	Bloque (0.40*0.15*0.17)	10	Unidad	15	150.00
	6.2	Cemento	12	Bolsas	240	2,880.00
	6.3	Arena	0.82	m ³	700	574.00
	6.4	Grava	1.55	m ³	900	1,395.00
	6.5	Varilla de Acero 3/8"	139.5	lbs	16	2,232.00
	6.6	Varilla de Acero 1/4"	83.7	lbs	16	1,339.20
	6.7	Formaleta	2.62	m ²	210	550.20
	6.8	Mano de Obra	1.39	m ²	350	486.50
7.0		Operación y Acabado				C\$674,147.0
	7.1	Malla Cíclon	5	Unidad	2500	12500
	7.2	Tubo de Acero 4" Galvanizado	265	Unidad	2020	535300
	7.3	Cemento	57	Bolsas	240	13680
	7.4	Arena	5.63	m ³	700	3941
	7.5	Grava	6.26	m ³	900	5634
	7.6	Pierda Cantera	940	Unidad	38	35720
	7.7	Varilla de Acero 3/8"	1355	lbs	16	21680
	7.8	Varilla de Acero 1/4"	1873	lbs	16	29968
	7.9	Alambre Acero N0 18	68	lbs	25	1700
	7.1	Electrodos Soldadores	10	Caja	500	5000
	7.11	Alambre de Puas	5	Unidad	700	3500
	7.12	Aborizacion	1	Global	2300	2300
	7.13	Limpieza Final	921.14	m ²	3.5	3,224.0
						d) Costo Total Directo 758,044.34
						e) Costos Indirectos (15%* d) 113,706.65
						f) Utilidades (10% *d) 75,804.43
						g) Precios de venta sin impuesto (d+e+f) 947,555.43
						h) Impuesto de alcaldia (1% *g) 9,475.55
						i) impuesto (15%*g) 1,421.33
						j) Precio de venta con impuesto 958,452.31

Fuente. Propia

Cuadro 7 Costo y presupuesto tanque + biofiltro

ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO(C\$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		Mano de Obra				C\$28,025.91
	1.1	Trazado y Nivelacion		m	35	0.00
	1.2	Operador de Excavadora	10.667	hrs	38	405.35
	1.3	Operador de Vibrocompactadora	5.87	hrs	38	223.06
	1.4	Operador de Mezcladora	202.5	hrs	38	7,695.00
	1.5	Operador de Compactadora Manual	119.15	hrs	30	3,574.50
	1.6	Oficial Carpintero	79.29	hrs	42	3,330.18
	1.7	Ayudante Carpintero	79.29	hrs	28	2,220.12
	1.8	Ayudante Armador	155.55	hrs	28	4,355.40
	1.9	Oficial Fontanero	16	hrs	42	672.00
	1.1	Oficial Albañil	79.29	hrs	42	3,330.18
	1.11	Ayudante Albañil	79.29	hrs	28	2,220.12
2.0		Materiales				C\$773,276.82
	2.1	Formaleta	959.93	m²	210	201,585.30
	2.2	Cemento	810.17	Bolsas	240	194,440.80
	2.3	Arena	67.16	m3	700	47,012.00
	2.4	Grava	98.11	m3	900	88,299.00
	2.5	Varilla de Acero 3/8"	514	lbs	16	8,224.00
	2.6	Varilla de Acero 1/2"	8417.78	lbs	16	134,684.48
	2.7	Varilla de Acero 5/8"	4119.67	lbs	16	65,914.72
	2.8	Alambre de Acero No 18	631	lbs	25	15,775.00
	2.9	Motobomba	2	Unidad	60500	121,000.00
	2.1	Tubo PVC SDR 41 8"	4	Unidad	1550	6,200.00
	2.11	Camisa 8"	3	Unidad	842	2,526.00
	2.12	Yee 8"	2	Unidad	950	1,900.00
	2.13	Codo 45 8"	2	Unidad	200	400.00
	2.14	Valvula de Pase 8"	2	Unidad	10000	20,000.00
3.0		Equipos				C\$98,469.49
	3.1	Vibrocompactadora	5.8667	hrs	820	4,810.69
	3.2	Mescladora	135	hrs	435	58,725.00
	3.3	Compactadora Manual	119.15	hrs	30	3,574.50
	3.4	Excavadora	14.933	hrs	2100	31,359.30
						d) Costo Total Directo 899,772.22
						e) Costos Indirectos (15%* d) 134,965.83
						f) Utilidades (10% *d) 89,977.22
						g) Precios de venta sin impuesto (d+e+f) 1,124,715.28
						h) Impuesto de alcaldia (1% *g) 11,247.15
						i) impuesto (15%*g) 1,687.07
						j) Precio de venta con impuesto 1,137,649.50

Fuente. Propia

Cuadro 8 Costo y presupuesto del lecho de secado

ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO(C\$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		Mano de Obra				C\$8,585.51
	1.1	Trazado y Nivelacion	13.2	m	35	462.00
	1.2	Operador del Tractor	13.49	hrs	38	512.62
	1.3	Auxiliar de Operador Tractor	13.49	hrs	28	377.72
	1.4	Operador de Carga Frontal	8.11	hrs	35	283.85
	1.5	Operador de Camion Volquete	38.21	hrs	35	1,337.35
	1.6	Operador de Mezcladora	34.79	hrs	35	1,217.65
	1.7	Ayudante de Excavacion	13.49	hrs	28	377.72
	1.8	Oficial Albañil	7.7	hrs	42	323.40
	1.9	Ayudante Albañil	7.7	hrs	28	215.60
	1.1	Oficial Fontanero	16	hrs	42	672.00
	1.11	Ayudante Fontanero	16	hrs	28	448.00
	1.12	Ofiacial Armador	25.98	hrs	42	1,091.16
	1.13	Ayudante Armador	25.98	hrs	28	727.44
	1.14	Oficial Carpintero	7.7	hrs	42	323.40
	1.15	Ayudante Carpintero	7.7	hrs	28	215.60
2.0		Materiales				C\$78,227.12
	2.1	Cemento	35	Bolsas	240	8,400.00
	2.2	Arena	3.87	m³	700	2,709.00
	2.3	Grava	5.91	m³	900	5,319.00
	2.4	Hormigon Rojo Semi-Cribado	4.18	m³	1300	5,434.00
	2.6	Ladrillo Rojo Cuarteron(23 cm*5 cm*11 cm)	1486	Unidad	6	8,916.00
	2.7	Varilla de Acero 3/8"	1796	Lbs	16	28,736.00
	2.8	Alambre Amarre No18	89.82	Lbs	16	1,437.12
	2.9	Formaleta	49.36	m²	350	17,276.00
3.0		Equipos				C\$79,230.95
	3.1	Tractor de Oruga	14.2	hrs	1800	25,560.00
	3.2	Cargador Frontal	8.54	hrs	1350	11,529.00
	3.3	Camion Volquete	38.21	hrs	820	31,332.20
	3.4	Mezcladora	24.85	hrs	435	10,809.75
			d) Costo Total Directo			166,043.58
			e) Costos Indirectos (15%* d)			24,906.54
			f) Utilidades (10% *d)			16,604.36
			g) Precios de venta sin impuesto (d-			207,554.48
			h) Impuesto de alcaldia (1% *g)			2,075.54
			i) impuesto (15%*g)			311.33
			j) Precio de venta con impuesto			209,941.35

Fuente. Propia

Cuadro 9 Costo y presupuesto del tratamiento secundario (Biofiltro)

ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO(C\$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		Mano de Obra				C\$78,126.86
	1.1	Trazado y Nivelacion	128.4	m	3.6	462.24
	1.2	Operador y Tractor	79.985	hrs	35	2,799.48
	1.3	Auxiliar de Operador Tractor	79.985	hrs	28	2,239.58
	1.4	Operador de Carga Frontal	112.88	hrs	35	3,950.80
	1.5	Operador de Camion Volquete	158.21	hrs	35	5,537.35
	1.6	Operador de Motoniveladora	76.56	hrs	35	2,679.60
	1.7	Auxiliar de Operador Motoniveladora	76.56	hrs	28	2,143.68
	1.8	Operador de Compactadora	109.74	hrs	35	3,840.90
	1.9	Operador de Cisterna	61.3	hrs	35	2,145.50
	1.11	Operador de Mezcladora	0.55	hrs	35	19.25
	1.12	Ayudante de Excavacion	79.985	hrs	28	2,239.58
	1.13	Oficial Albañil	675.27	hrs	42	28,361.34
	1.14	Ayudante Albañil	675.27	hrs	28	18,907.56
	1.15	Oficial Fontanero	16	hrs	42	672.00
	1.16	Ayudante Fontanero	16	hrs	28	448.00
	1.17	Oficial Aramdor	24	hrs	42	1,008.00
	1.18	Ayudante Armador	24	hrs	28	672.00
2.0		Materiales				C\$2,596,432.48
	2.1	Piedra Volcanica	167	m³	480	80,160.00
	2.2	Hormigon Rojo Sin-Cribar	294.336	m³	430	126,564.48
	2.3	Geomembrana	7803	m²	300	2,340,900.00
	2.4	Tubo PVC SDR 41 8"	17	Unidad	1550	26,350.00
	2.5	Tee PVC SDR 41 8"	2	Unidad	300	600.00
	2.6	Cemento	10	Unidad	240	2,400.00
	2.7	Arena	0.98	m³	700	686.00
	2.8	Grava	1.3	m³	900	1,170.00
	2.9	Ladrillo de 2*4*12	382	Unidad	6	2,292.00
	2.1	Varilla de Acero 1/4"	11	lbs	16	176.00
	2.11	Varilla de Acero 3/8"	35	lbs	16	560.00
	2.12	Alambre de Amarre No18	2	lbs	25	50.00
	2.13	Brida 6"	2	Unidad	180	360.00
	2.14	Tapon 6"	4	Unidad	400	1,600.00
	2.15	Manguera flexible 6"	1	m	80	80.00
	2.16	Césped de Carrizo	6242	Unidad	2	12,484.00
3.0		Equipos				C\$626,188.68
	3.1	Tractor de Oruga	95.1	hrs	1800	171,180.00
	3.2	Cargador Frontal	112.88	hrs	1350	152,388.00
	3.3	Camion Volquete	158.21	hrs	820	129,732.20
	3.4	Motoniveladora	76.56	hrs	820	62,779.20
	3.5	Compactadora	109.743	hrs	560	61,456.08
	3.6	Camion Cisterna	61.3	hrs	790	48,427.00
	3.7	Mezcladora	0.52	hrs	435	226.20
				d) Costo Total Directo		6,601,496.03
				e) Costos Indirectos (15%* d)		990,224.40
				f) Utilidades (10% *d)		660,149.60
				g) Precios de venta sin impuesto (d+e+f)		8,251,870.04
				h) Impuesto de alcaldia (1% *g)		82,518.70
				i) impuesto (15%*g)		12,377.81
				j) Precio de venta con impuesto		8,346,766.54

Fuente. Propia

Cuadro 10 Costo y presupuesto total del proyecto

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO(C\$)	
			UNITARIO	TOTAL
Red de abastecimiento de agua potable	1	C/U	C\$8,013,982.36	C\$8,013,982.36
Red de alcantarillado	1	C/U	C\$11,364,563.84	C\$11,364,563.84
Tratamiento preliminar	1	C/U	C\$ 958,452.31	C\$ 958,452.31
Tanque + Biofiltro	1	C/U	C\$ 1,137,649.50	C\$ 1,137,649.50
Lecho de secado	2	C/U	C\$ 209,941.35	C\$ 419,882.70
Tratamiento secundario (Biofiltros)	2	C/U	C\$ 8,346,766.54	C\$ 16,693,533.09
Red de drenaje pluvial	1	C/U	C\$ 3,459,554.66	C\$ 3,459,554.66
Total				C\$ 42,047,618.46

Fuente. Propia

Documentos académicos